

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

“SEDE AZOGUES”



**UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y
CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**INFORME FINAL DEL PROYECTO PROFESIONAL DE GRADO PREVIO A LA
OBTENCIÓN DEL GRADO ACADÉMICO DE INGENIERO CIVIL**

TEMA:

**“PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA CUBIERTA
METÁLICA PARA LA CANCHA DE USO MÚLTIPLE DE LA COMUNIDAD
DE YACULOMA DE LA PARROQUIA JUNCAL DEL CANTÓN CAÑAR”**

AUTOR: CARLOS ELOY VELASQUEZ GUAMÁN

DIRECTOR: ING. XAVIER NIETO CÁRDENAS, MGS

MARZO DEL 2018

CERTIFICACIÓN DEL AUTOR

El presente trabajo de proyecto profesional de grado previo a la obtención del título de Ingeniero Civil, con el tema **Propuesta De Diseño Estructural De Una Cubierta Metálica Para La Cancha De Uso Múltiple de la comunidad De Yaculoma De La Parroquia Juncal Del Cantón Cañar** es de mi autoría, además, certifico que he cumplido con todas las observaciones realizadas por el tribunal evaluador y que la base teórica presentada en el mismo corresponde a la bibliografía indicada.

Declaro que este trabajo no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional, por tanto, La UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA puede hacer uso de este documento como dicta el reglamento de dicha institución educativa.

.....
CARLOS ELOY VELASQUEZ GUAMÁN
CI: 0302303722

CERTIFICACIÓN DEL TUTOR

En calidad de tutor del trabajo de grado, presentado por el Sr. CARLOS ELOY VELASQUEZ GUAMÁN para optar por el título de INGENIERO CIVIL, doy fe que dicho trabajo reúne los requisitos y méritos suficientes para ser sometido a presentación pública y evaluación por parte del jurado examinador que se designe.

En la ciudad de Azogues, a los 08 días del mes de marzo del 2018.

.....
XAVIER NIERTO CÁRDENAS
CI: 0104027826

AGRADECIMIENTOS

Mi agradecimiento se dirige a quien ha forjado mi camino y me ha dirigido por el sendero correcto, a Dios, el que en todo momento está conmigo ayudándome a aprender de mis errores, y como no agradecerle también a mi esposa, hijos, padres, y familiares, por apoyar en el tiempo que ocupe para cumplir este sueño tan anhelado.

DEDIATORIA

A mi esposa María, hijos Lenin y Pilar, y otras personas que me han exhortado y brindado todo lo necesario para llegar hasta donde estoy, siendo la columna necesaria para mí progreso. Amor, abrazos, retos, castigos, y miradas, dieron sus frutos y me ayudaron a llegar al sueño anhelado.

A mis amigos y amigas quienes incondicionalmente han estado en los momentos en que los he necesitado y en los que no también.

RESUMEN

El presente trabajo corresponde a una Propuesta de Diseño de una Cubierta Metálica con Pórtico Reticular de Alma Abierta empleando perfiles de acero de lámina delgada conformado en Frío, destinada a cubrir un espacio público. En el desarrollo de este trabajo se presenta todos los parámetros necesarios que se requieren para modelar y diseñar una estructura metálica de dichas características haciendo uso de un Software Especializado (ETABS), con base a los lineamientos establecidos según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015); adicionalmente, también se detalla los procesos de diseño de elementos complementarios que forman parte del conjunto estructural final cumpliendo con todas las exigencias técnicas descritas en la norma y bibliografías especializadas en el tema propuesto.

Finalmente se presenta un cronograma de trabajo para llevar a cabo la construcción de la obra mencionada bajo un presupuesto definido, el cual ha sido determinado considerando los recursos materiales, humanos, entre otros, y cuyas cantidades están en función de la propuesta final realizada.

PALABRAS CLAVES

Armaduras de Cubiertas, celosía para cubierta, perfil conformado al frío, pórtico reticular.

ABSTRACT

This research is based on a Design Proposal of a Metal Cover with Open Symmetrical Reticulated Gantry Ports, using Thin Folded Steel Profiles Cold This research is based on a Design Proposal of a Metal Cover with Open Symmetrical Reticulated Gantry Ports, using Thin Folded Steel Profiles Cold Folded, destined to cover a public space. In the development of this work, it is presented all the necessary parameters required to model and design a metallic structure of these characteristics using Specialized Software (ETABS), based on the guidelines established in accordance with the Ecuadorian Construction Standard (NEC 2015); additionally, it also details the design processes of complementary elements that are part of the final structural assembly fulfilling all the technical requirements described in the standard and bibliography specialized in the proposed topic.

Finally, a work schedule is presented to carry out the construction of the mentioned work under a defined budget, which has been determined considering the material, human resources, among others; quantities are established in function of the final proposal.

Keywords: Covers of Covers, Lattice for Deck, Profile Conformed to the Cold, Porch Lattice.

TABLA DE CONTENIDOS

CAPÍTULO I: ANTEPROYECTO.....	13
1.1 INTRODUCCIÓN	13
1.2 EL PROYECTO.....	14
1.2.1 Nombre	14
1.2.2 Ubicación.....	14
1.2 PROBLEMÁTICA	15
1.3 DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA	15
1.6 JUSTIFICACION	15
1.5 OBJETIVOS	16
1.5.1 General.....	16
1.5.2 Especificos	16
CAPÍTULO II: FUNDAMENTOS TEÓRICOS.....	17
2.1 ANTECEDENTES	17
2.2 EL ACERO ESTRUCTURAL.....	17
2.3 ARMADURAS EN CUBIERTAS METÁLICAS.....	19
2.3.1 Armaduras de tipo Pratt:	19
2.3.2 Armaduras de tipo Warren:	20
2.3.3 Armaduras Combinadas (Pratt y Warren):.....	20
2.3.4 Principios de cálculo.....	21
2.3.5 Tipos de pórticos empleados en cubiertas	22
2.3.6 Tipos de Apoyos	24
2.4 FACTORES QUE INFLUYEN EN EL DISEÑO	25
2.5 METODOLOGIA DE DISEÑO	27
2.5.1 Normativa aplicable	27
CAPÍTULO III: DISEÑO ESTRUCTURAL	29
3.1 PROPUESTA DE DISEÑO.....	29
3.1.1 Diseño de Forma del Pórtico de la Estructura	30
3.3 CARGAS DE DISEÑO	31

3.3.1	Carga viva	31
3.3.2	Cargas Ambientales.....	32
3.3.2.1	<i>Carga de viento</i>	32
3.3.2.2	<i>Carga de granizo y ceniza volcánica</i>	33
3.3.3	Carga Muerta	34
3.3.3.1	<i>Componentes Varios</i>	34
3.3.3.2	<i>Tensores</i>	34
3.3.3.2.1	<i>Tensores Intermedios</i>	36
3.3.3.2.2	<i>Tensores en Diagonal</i>	36
3.3.3.2.3	<i>Diseño de Tensores</i>	36
3.3.3.3	<i>Largueros</i>	40
3.3.3.3.1	<i>Diseño de largueros</i>	40
3.3.4	Carga de Sismo.....	45
3.3.4.1	<i>Cortante Basal</i>	45
3.4	MODELADO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA	48
3.4.1	Aplicación de la Cargas de Diseño sobre el Pórtico	48
3.5	DISEÑO FINAL DE LA ESTRUCTURA	52
3.5.1	Modelado de la Cubierta Metálica	52
3.6	ELEMENTOS COMPLEMENTARIOS	55
3.6.1	Conexión Columna – Base.....	55
3.6.1.1	<i>Placa Base</i>	56
3.6.1.2	<i>Pernos de Anclaje</i>	57
3.7	CIMENTACIÓN.....	58
3.7.1	Estudio Geotécnico	58
3.7.2	Diseño del Pedestal de Concreto Armado	65
3.7.3	Diseño de Zapata de Cimentación	66
3.8	CONSIDERACIONES ADICIONALES	70
3.8.1	Especificación de Soldadura.....	70
3.8.2	Pintura Anticorrosiva	71
3.8.2.1	<i>Recomendaciones para el uso de pinturas anticorrosivas</i>	72
3.9	PRESUPUESTO.....	72
3.9.1	Cronograma de Trabajo	76

CAPÍTULO IV: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	77
4.1 CONCLUSIONES	77
4.2 RECOMENDACIONES.....	79
4.3 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	80
4.4 ANEXOS	81

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Armadura pratt	19
Figura 2: Armadura warren.....	20
Figura 3: Armadura combinada	20
Figura 4: Armadura de cubierta a dos aguas.....	20
Figura 5: Armadura de cubierta parabólica	21
Figura 6: Armadura de cubierta tipo tijera.....	21
Figura 7: Variante 1 de armadura de cubierta tipo tijera	21
Figura 8: Variante 2 de armadura de cubierta tipo tijera	21
Figura 9: Pórtico simétrico rectangular	22
Figura 10: Pórtico simétrico a dos aguas	23
Figura 11: Pórtico simétrico de arco parabólico.....	23
Figura 12: Pórtico Rígido de Alma Llena (Sección variable)	24
Figura 13: Pórtico Reticular Rígido de Alma Abierta (Sección variable).....	24
Figura 14: Modelo Matemático (Apoyo articulado).....	24
Figura 15: Modelo Matemático (Empotramiento).....	25
Figura 16: Modelo Matemático (Apoyo móvil)	25
Figura 17: Topografía de la Cancha	29
Figura 18: Dimensiones de la cancha existente.....	29
Figura 19: Dimencionamiento de la estructura según la propuesta	30
Figura 20: Pórtico de la estructura, según la propuesta de diseño.....	31
Figura 21: Vista en Planta de la Cubierta	35
Figura 22: Vista Lateral en Elevación de la Cubierta.....	35
Figura 23: Área colaborante del tensor.....	38
Figura 24: Ubicación del tensor de correas (Roscado o soldado).....	39
Figura 25: Colocación de platina como tensor de correas	40
Figura 26: Área colaborante de la correa de cubierta	42
Figura 27: Diagrama de cuerpo libre de la correa	43
Figura 28: Carga viva sobre el pórtico.....	50
Figura 29: Carga Muerta sobre el pórtico	50
Figura 30: Carga de Sismo sobre el pórtico.....	51
Figura 31: Carga de Viento sobre el pórtico (Barlovento y Sotavento)	51
Figura 32: Modelado del Pórtico de la Estructura (ETABS).....	52
Figura 33: Modelado de la Cubierta en 3D (ETABS)	52
Figura 34: Diseño final del pórtico (ETABS).....	53
Figura 35: Reacciones en los apoyos según el ETABS	53
Figura 36: Esquema del diseño final de elementos del pórtico intermedio	54
Figura 37: Esquema del diseño final de la viga de arriostramiento.....	54

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Ubicación de Tensores.....	36
Tabla 2: Factores de K según tipo de Armadura.....	46
Tabla 3: Tamizado de muestra de suelo.....	60
Tabla 4: Contenido de humedad del suelo.....	61
Tabla 5: Límite líquido de la muestra de suelo.....	61
Tabla 6: Límite plástico de la muestra de suelo.....	62
Tabla 7: Recursos humanos para la primera etapa del proyecto.....	74
Tabla 8: Recursos humanos para la segunda etapa del proyecto.....	74
Tabla 9: Recursos Materiales (Equipos y Herramientas).....	75
Tabla 10: Cantidades de obra relacionados con la ejecución del proyecto.....	75
Tabla 11: Cronograma de actividades para el avance de la obra.....	75

ÍNDICE DE IMÁGENES

Imagen 1: Ubicación del sitio de emplazamiento.....	14
Imagen 3: Perfiles doblados en frío.....	18
Imagen 4: Apoyo Articulado.....	24
Imagen 5: Apoyo Empotrado.....	25
Imagen 6: Apoyo Móvil.....	25
Imagen 7: Conexión Columna – Cimentación, Imagen 8: Placa Base con Pernos de Anclaje... 55	
Imagen 9: Talud de muestreo, Imagen 10: Extracción de la muestra.....	59

ESQUEMAS

Esquema 1: Gráfica según los límites de consistencia de la muestra de suelo.....	62
Esquema 2: Programación de Ejecución de Obras.....	73

CAPÍTULO I: ANTEPROYECTO

1.1 INTRODUCCIÓN

El siguiente Trabajo responde a la petición hecha por parte de la directiva del sector de Yaculoma en la Parroquia Juncal del Cantón Cañar a la facultad de ingeniería civil de nuestra casa de estudio solicitando su colaboración e intervención en el sector, partiendo de la intención de dotar a la cancha de uso múltiple del centro comunitario, con una estructura que cubra y proteja de los repentinos climas desfavorables que se presentan con regularidad, tal que conlleve a un mejor desempeño de sus quehaceres cotidianos

Por ello, en el presente trabajo se pretende dar solución al problema indicado mediante una propuesta de diseño de una estructura en acero para cubrir este espacio de concurrencia social analizando los costos de construcción y montaje de la estructura, buscando siempre la solución más económica del problema; de manera que, las autoridades pertinentes del sector y de la junta parroquial mencionada, hagan uso de este trabajo para contratar la ejecución de la obra en proyección en su debido tiempo.

Este trabajo se realizará conforme a las especificaciones estipuladas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015), tomando en cuenta las condiciones más desfavorables y de riesgos (según las condiciones climatológicas y geológicas del lugar), a las cuales se ha de exponer la estructura durante su vida útil, esperando que esta cumpla de manera eficiente con su función preestablecida.

1.2 EL PROYECTO

1.2.1 Nombre

PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA CUBIERTA METÁLICA PARA LA CANCHA DE USO MÚLTIPLE DE LA COMUNIDAD DE YACULOMA DE LA PARROQUIA JUNCAL DEL CANTÓN CAÑAR.

1.2.2 Ubicación

La comunidad de Yaculoma, perteneciente a la parroquia Juncal (territorio jurisdiccional del Cantón Cañar), se encuentra ubicado junto a la vía Zhud – Biblian, en las coordenadas geográficas 9725398 Este y 726248 Norte, a una altitud aproximada de 2940 msnm.



Imagen 1: Ubicación del sitio de emplazamiento



Imagen 2: Cancha de uso múltiple del sector

Yaculoma es uno de las 7 comunidades de constituyen la parroquia Juncal, y a su vez está conformada por los sectores de San Antonio, Chuquirawua, Yaculoma Cento, Quillopata, Moras Pata, Tio Pugro, Romerillo y San Carlos, cuyas superficies constituyen aproximadamente 256 hectareas de la superficie total correspondiente a la Parroquia Juncal. La comunidad de Yaculoma

cuenta con una población de 474 habitantes (Sin contar migrantes), los cuales se verán beneficiados de forma directa con la ejecución de la obra en proyección.

1.2 PROBLEMÁTICA

Los moradores la comunidad de Yaculoma, de la parroquia Juncal ha venido sintiendo la necesidad de disponer de un local multiuso para llevar a cabo sus recreaciones y celebraciones con las comodidades que demandan, hasta la actualidad, ellos vienen desempeñando sus actividades de carácter social, cultural, religioso, deportivos, entre otros, en una cancha de hormigón sin ninguna protección ante los agentes climáticos agresivos, propios del sector, siendo este, el único lugar donde se puede realizar tales actividades de interés. “Básicamente el problema radica en que la directiva del sector mencionado solicita el techado inmediato de la cancha de uso múltiple del centro comunitario.

1.3 DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA

En relación con lo anterior, se espera proporcionar al GAD Parroquial de Juncal un diseño estructural de una cubierta metálica, basándose en el requerimiento geométrico del lugar, y del modelo arquitectónico propuesto por el Departamento de Obras Públicas de la entidad municipal del Cantón Cañar.

1.6 JUSTIFICACION

Desde hace varios años atrás, la dirigencia la comunidad de Yaculoma ha venido realizando las gestiones pertinentes entre el Municipio Intercultural del Cantón Cañar y la junta administrativa de la Parroquia Juncal con el afán de conseguir el financiamiento para la ejecución del techado de la cancha de uso múltiple de la comunidad; hoy en día la directiva del sector cuenta con el presupuesto necesario para llevar a cabo la mencionada obra, pero, en vista de que no se dispone

de un diseño estructural que respalde su construcción, se ha solicitado la colaboración de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Católica de Cuenca “Sede Azogues” para que por medio de un representante egresado de dicha casa de estudio, se solvente esta necesidad.

Con la realización de este trabajo y la ejecución del mismo, se espera que el sector mencionado, goce de las comodidades que ya disponen otros sectores para de esta forma, promover y fortalecer las actividades deportivas, sociales, culturales, etc. propias a las costumbres de los habitantes del sector, garantizando que tales actividades, se realicen de forma cómoda y segura, con protección de los agentes atmosféricos agresivos que son característicos del cantón.

1.5 OBJETIVOS

1.5.1 General

El objetivo general de este trabajo consiste en proporcionar al GAD Parroquial de Juncal, una propuesta de diseño estructural de una cubierta metálica, tal que, esta cumpla con todos los requisitos mínimos de seguridad para garantizar el correcto desempeño de la misma.

1.5.2 Especificos

- Analizar las condiciones geométricas del área de intervención para establecer la solución que más se adecúe a la estética del lugar.
- Determinar los aspectos más relevantes de diseño correspondientes a la localidad, según establezca la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015).
- Calcular el costo total de ejecución de la obra en base a los resultados obtenidos.
- Elaborar planos detallados del diseño tal que estos faciliten la ejecución de la obra.

CAPÍTULO II: FUNDAMENTOS TEÓRICOS

2.1 ANTECEDENTES

En los últimos años, la necesidad del ser humano de contar con espacios grades sin obstrucciones, en el cual puedan ejercer diversas actividades desde recreativas hasta de industria y producción, han llevado a que se desarrollen estructuras que satisfagan estas necesidades. Quizás la mejor alternativa para cubrir estos espacios de actividad social son las cubiertas metálicas (De tipo nave industrial) constituidas con aceros de lámina delgada; por ejemplo, “las cubiertas conformadas con pórticos a dos aguas, en términos generales, se puede afirmar que frecuentemente se utilizan para cubrir luces de 30 a 40 metros, incluso se ha llegado a superar los 100 metros”. Estas estructuras resultan muy fáciles de construir, y en un periodo corto de tiempo, debido a que la mayoría de los elementos son prefabricados; por lo que se puede lograr economía en costos de mano de obra y tiempos de ejecución. Otra de las ventajas de la construcción en acero es su versatilidad, su adaptación a cambios de uso, implantación de nuevas instalaciones, ampliaciones y modificaciones en general; las naves industriales constituyen el ejemplo clásico de todo esto, son edificios que pueden servir para muchos usos, a más de que se adaptan mejor en terrenos con débil capacidad portante y emplazamientos con acciones climáticas o sísmicas elevadas.

2.2 EL ACERO ESTRUCTURAL

Básicamente el acero estructural ASTM A36 constituye el tipo de acero empleado en la mayoría de estructuras ligeras como naves industriales, edificaciones de mediana altura, viviendas, entre otros. A este acero se lo conoce como acero dulce, el cual posee un contenido máximo de carbono del 0.26% y sus principales propiedades de son: (T. Segui, 2013, p. 12)

- Esfuerzo de Fluencia $F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$
- Resistencia Última a Tensión $F_u = 4080 \text{ Kg/cm}^2$ a 5620 Kg/cm^2

La variación de F_u se debe a que esta propiedad no puede estimarse con el mismo grado de precisión que el F_y , aunque para fines de cálculo varios autores recomiendan asumir un valor de $F_u = 4080 \text{ Kg/cm}^2$.

Otras propiedades comunes de todo tipo de acero son:

- Peso Específico 7850 Kg/m^3
- Módulo de Elasticidad $E = 2100000 \text{ Kg/cm}^2$
- Módulo de Corte $G = 840000 \text{ Kg/cm}^2$

En el Ecuador existen dos tipos de perfiles de acero A36 comerciales, los cuales son: Los perfiles delgados doblados en frío y los perfiles laminados en caliente, mismos que podrán ser considerados para conformar una estructura en particular según los requerimientos de diseño. Por lo general los perfiles doblados en frío se emplean en estructuras ligeras con cargas moderadas o cuando los requerimientos estructurales hagan que los perfiles laminados en caliente no resulten económicos; por otra parte, los perfiles laminados en caliente suelen emplearse en edificaciones o estructuras de mayor consideración. Formar miembros estructurales soldando placas planas de acero también es otra forma común de construir con acero.

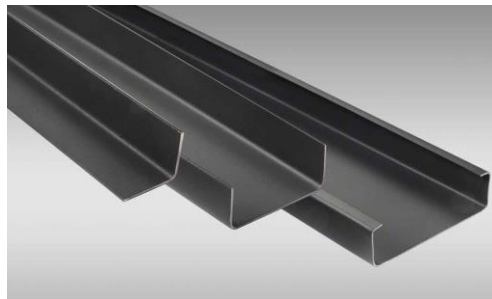


Imagen 3: Perfiles doblados en frío

Además del acero A36, en el mercado nacional los aceros de alta resistencia se pueden obtener bajo pedidos especiales a los fabricantes – Como por ejemplo, el acero ASTM A572) – para ser empleados en estructuras de mayor importancia (Como puentes), que el diseñador sabrá justificar debidamente.

2.3 ARMADURAS EN CUBIERTAS METÁLICAS

“Una armadura es una estructura formada por un conjunto de elementos estructurales dispuestos en forma de uno o más triángulos” (Nelson & McCormac, 2006, p. 133), dicha triangulación proporciona mayor rigidez, estabilidad y resistencia al conjunto a la armadura. Las formas más comunes de armaduras son cerchas y celosías.

Las cubiertas metálicas típicas en nuestro medio constructivo destinadas a cubrir grandes áreas industriales o de actividad social consisten en cerchas o celosías formadas a partir de elementos o barras de acero estructural cuyas formas geométricas responden a ciertas necesidades relacionadas con el diseño de forma que se plantee el proyectista; sus beneficios se ven reflejados en la funcionalidad y la economía que estos presentan, además, el costo de construcción suele ser más barato que cualquier de estructura disponible empleado para tal fin. Los tipos de armaduras comunmente empleadas en cerchas y celosías en el Ecuador son:

2.3.1 Armaduras de tipo Pratt:

Donde los montantes están sometidos a compresión y las diagonales a tracción.

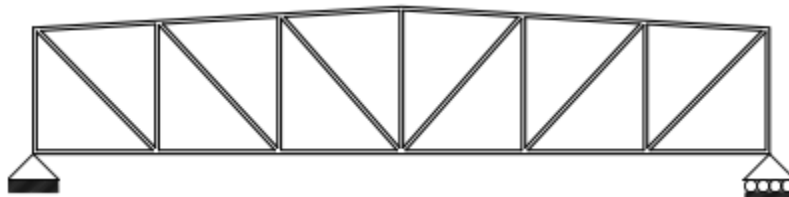


Figura 1: Armadura pratt

2.3.2 Armaduras de tipo Warren:

No posee montantes y sus diagonales están sometidas a tracción y compresión alternadamente.

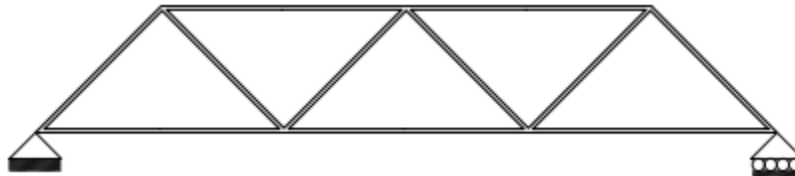


Figura 2: Armadura warren

2.3.3 Armaduras Combinadas (Pratt y Warren):

Se utilizan con más frecuencia en estructuras de cubiertas, coliseos, galpones, vigas de marcos rígidos, etc.

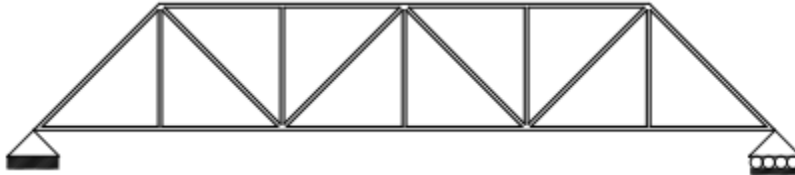


Figura 3: Armadura combinada

Adicionalmente, para armaduras de cubiertas se tienen las siguientes formas:

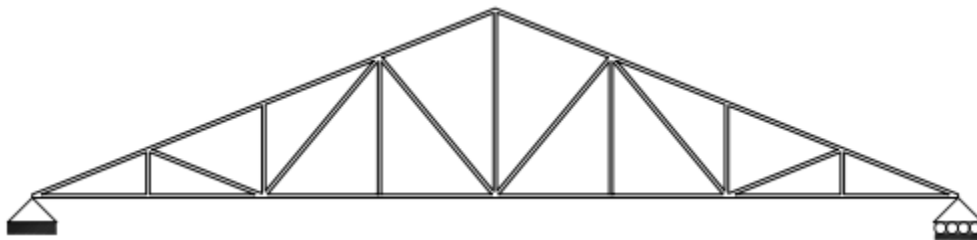


Figura 4: Armadura de cubierta a dos aguas

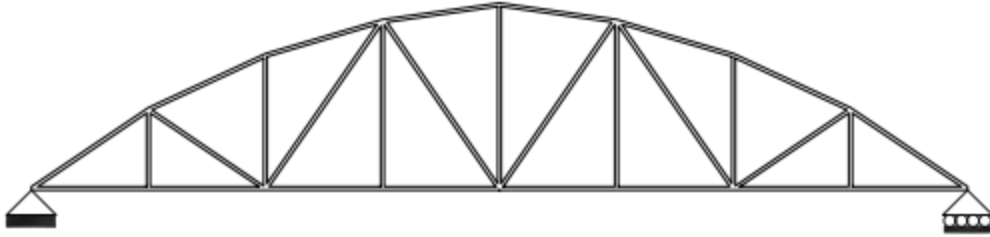


Figura 5: Armadura de cubierta parabólica

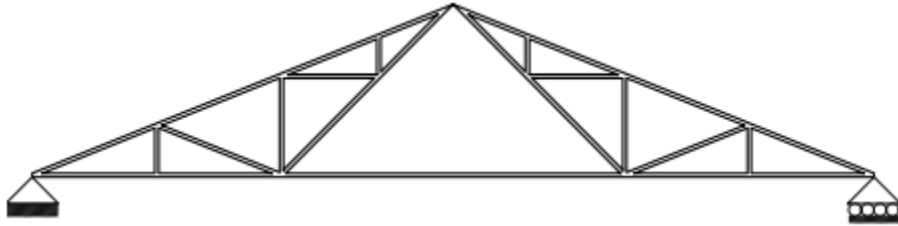


Figura 6: Armadura de cubierta tipo tijera

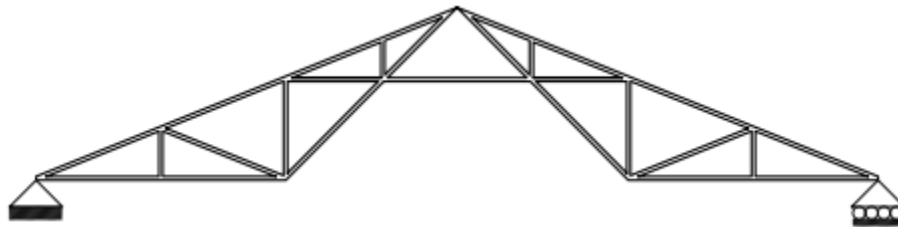


Figura 7: Variante 1 de armadura de cubierta tipo tijera

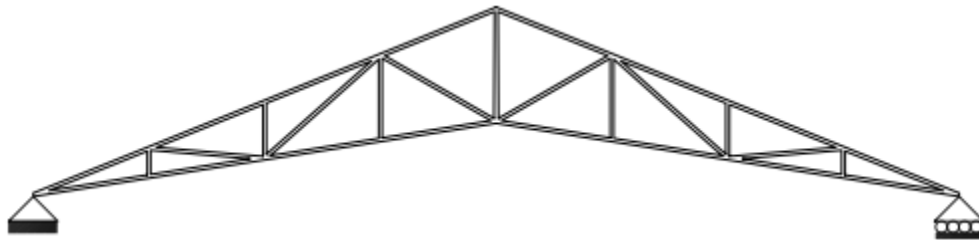


Figura 8: Variante 2 de armadura de cubierta tipo tijera

2.3.4 Principios de cálculo

Según Nelson & McCormac, 2006, para evaluar una armadura se deben seguir los siguientes criterios (p. 9 y 133).

- Los ejes de los elementos que llegan a un mismo punto deben ser concéntricos.
- Las cargas externas que actúan sobre la armadura deben estar aplicadas en los nudos y no directamente sobre sus componentes.
- Se supone que cada elemento se conecta con otro por medio de pasadores sin fricción (Conexiones articuladas), es decir, no se generan momentos en sus conexiones; según este criterio, cada elemento está sometido únicamente a fuerzas axiales, ya sea compresión o tensión.

2.3.5 Tipos de pórticos empleados en cubiertas

Un pórtico se define como un sistema estructural de una sola planta (De uno o varios vanos), formado por dos columnas y una viga o dintel, los cuales forman un conjunto rígido. Los tipos de pórticos más comunes se detallan a continuación:

- Pórtico Simétrico Rectangular



Figura 9: Pórtico simétrico rectangular

- Portico Simétrico a Dos Aguas

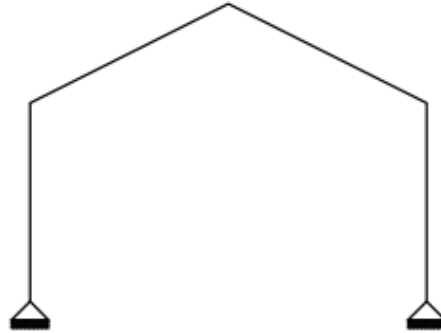


Figura 10: Pórtico simétrico a dos aguas

- Portico Simétrico de Arco parabólico

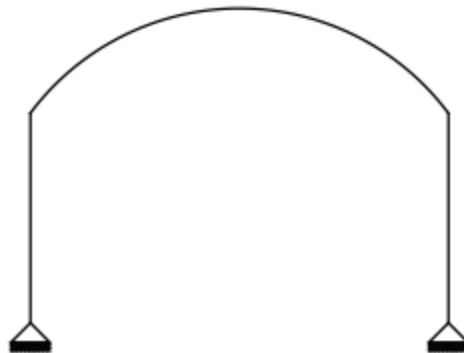


Figura 11: Pórtico simétrico de arco parabólico

Por lo general en estructuras metálicas destinadas a cubrir grandes espacios se suelen emplear pórticos formados con miembros (Columnas y viga) de Alma Llena – Resultan de unir placas de acero mediante soldadura – ó de Alma Abierta – Constituidos basicamente por miembros reticulares; cerchas o celosías –, y que a su vez estos pueden ser de sección transevsal constante o variable, según los requerimientos estructurales.

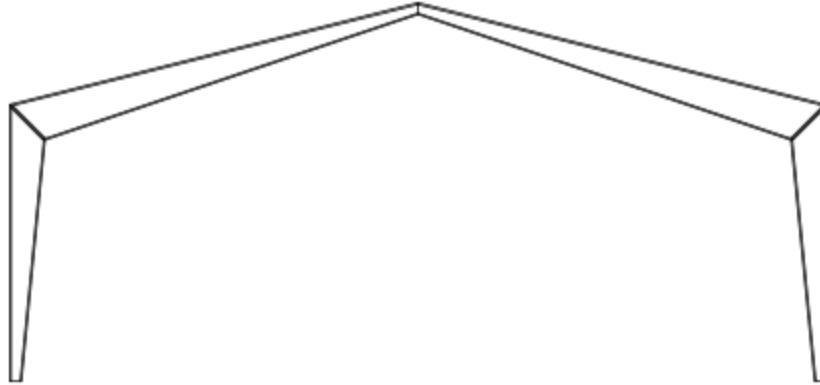


Figura 12: Pórtico Rígido de Alma Llena (Sección variable)

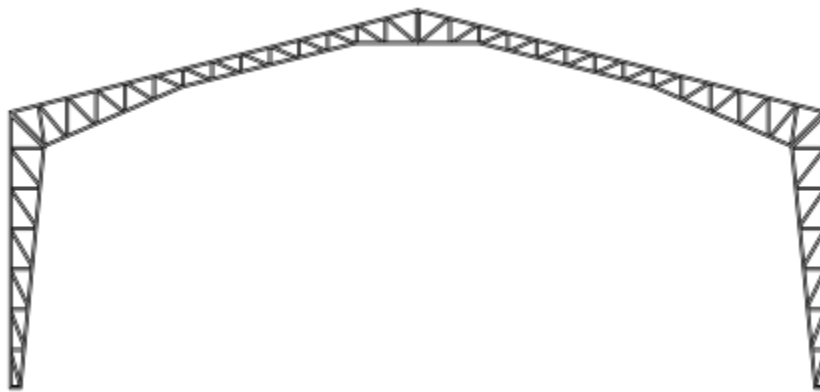


Figura 13: Pórtico Reticular Rígido de Alma Abierta (Sección variable)

2.3.6 Tipos de Apoyos

Existen dos tipos de apoyos que se emplean en el modelo matemático, los cuales son:

- Apoyo Fijo (Articulado ó Empotrado)



Imagen 4: Apoyo Articulado

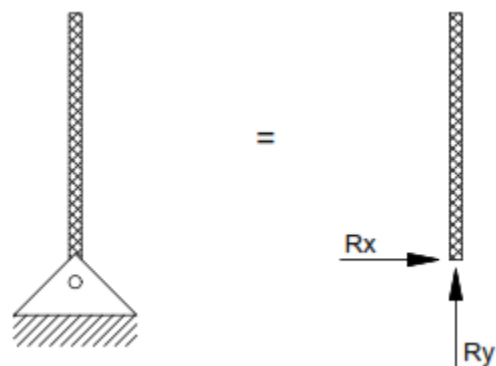


Figura 14: Modelo Matemático (Apoyo articulado)



Imagen 5: Apoyo Empotrado

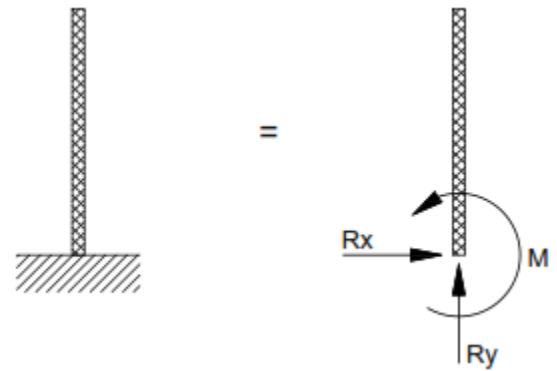


Figura 15: Modelo Matemático (Empotramiento)

- Apoyo Móvil (Rodillos)



Imagen 6: Apoyo Móvil

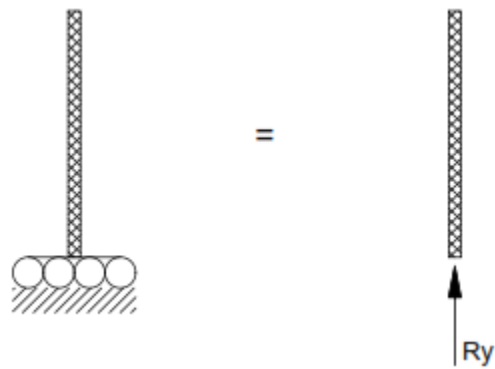


Figura 16: Modelo Matemático (Apoyo móvil)

En estructuras ligeras los porticos resultan muy económicos cuando se consideren apoyos articulados en sus bases; lo contrario ocurre cuando se suponen apoyos empotrados, estos tienden a encarecer drásticamente las cimentaciones de la estructura.

2.4 FACTORES QUE INFLUYEN EN EL DISEÑO

Como en cualquier estructura, entre los factores que influyen en el diseño se pueden mencionar las fuerzas externas a las que a de estar sometida la estructura durante su vida útil, los factores ambientales o accidentales que se pueden presentar, el tipo de suelo en el cuál descansa la

estructura y la disponibilidad de materiales de construcción en el mercado. Por lo general las fuerzas externas tienen que ver con el uso o servicio para el cual se proyecte la estructura; del mismo modo, los factores ambientales hacen referencia a las condiciones climáticas del lugar de emplazamiento (Viento, lluvia, granizo, etc.); a la posibilidad de que se presente un sismo u otros imprevistos durante el proceso de montaje de la estructura, colisiones contra la misma, etc. se les conocen como condiciones accidentales. Por otro lado, conocer las características del tipo de suelo del sitio será esencial para garantizar que la estructura se construya sobre una base estable.

En particular, las cargas externas aplicadas sobre la estructura (Incluido la fuerza de sismo), determinan el comportamiento y el diseño final de la estructura, por lo que estas magnitudes se debe estimar planteandose que tipos de cargas probablemente actúen de manera concurrente con el tiempo sobre la estructura y la manera de como estas se aplicaran sobre la misma, considerando siempre una probabilidad severa de todas las condiciones de carga posibles para determinar la respuesta de la estructura frente a estas cargas. (McCormac & Nelson, 2006)

¿Cuál es la finalidad de un diseño estructural?

Principalmente, el diseño estructural implica: “la disposición general del sistema estructural (Diseño de forma factible con las necesidades), la consideración de las condiciones de cargas actuantes, el análisis y el diseño preliminar de las soluciones posibles, la selección y el análisis y diseño estructural final” (McCormac & Nelson, 2006, p. 3).

En particular, el análisis estructural consiste en determinar las magnitudes de las fuerzas internas que se producen en cada elemento que conforma la estructura y sus deformaciones, verificando que estas se encuentren en los rangos permisibles de diseño ya que de esto dependerá la selección idónea del elemento estructural final.

2.5 METODOLOGIA DE DISEÑO

En un proceso de diseño, las normas de construcción son las que marcan la pauta para que un proyecto se desarrolle dentro de un cronograma establecido, las cuales permiten construir estructuras de forma segura y dentro de un presupuesto bien definido. En el Ecuador la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015) constituye la base fundamental de diseño, la cual establece las especificaciones y los parámetros de control que brindan los lineamientos necesarios para diseñar y construir estructuras seguras con características específicas acordes a los requerimientos del proyecto. “Los Códigos Norteamericanos se han usado como base de referencia y se han modificado buscando la conveniencia y la adecuación a las necesidades particulares del país”.

La norma ecuatoriana de la construcción NEC 2015 establece una metodología de diseño basado en los principios de Estado Límite de Resistencia, “Diseño por Factores de Carga y Resistencia, DFCD ó LRFD”, cuyo principio se fundamenta en mantener la capacidad resistente – resultado de considerar las condiciones de carga más desfavorables – de un elemento o miembro estructural alejado de la probabilidad de revasar un límite de funcionalidad, más allá del cual se supone que la estructura o parte de ella, deja de cumplir con una función preestablecida. Los factores de carga y resistencia correspondientes a esta metodología se describen en el capítulo NEC – SE – CG “Cargas no Sísmicas” de nuestra norma de construcción.

2.5.1 Normativa aplicable

Los capítulos de NEC 2015 aplicables en el caso particular de este trabajo son:

- NEC – SE – AC “Estructuras de Acero”
- NEC – SE – DS “Peligro Sísmico”

- NEC – SE – CG “Cargas No Sísmicas”
- NEC – SE – HM “Hormigón Armado”
- NEC – SE – GC “Geotécnia y Cimentaciones”

La Norma Ecuatoriana de la Construcción pone a disposición el capítulo NEC – SE – AC “Estructuras de Acero” para diseñar edificaciones empleando acero estructural; aunque la disposiciones descritas en este capítulo no incluye requerimientos para diseñar y construir estructuras conformadas con perfiles doblados en frío, lo cual puede general ciertas controversias, sin embargo, el proyectista puede hacer uso de su criterio profesional para buscar la solución más conveniente al problema cuando se construye con este tipo de perfiles. Cabe aclarar que los códigos de construcción no marcan procedimientos de diseño específicos, sino que establecen los requisitos y restricciones mínimas que debe satisfacer un diseño estructural, (Estas no son obstáculos que el proyectista debe superar), sin embargo, tambien el proyectista puede hacer uso de su criterio profesional y utilizar cualquier metodología o norma de construcción siempre y cuando que se presente la debida justificación del caso.

CAPÍTULO III: DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1 PROPUESTA DE DISEÑO

Con base a la topografía del sitio de emplazamiento, inicialmente se procede a dimensionar tentativamente la estructura que se espera proyectar en el sitio.



Figura 17: Topografía de la Cancha

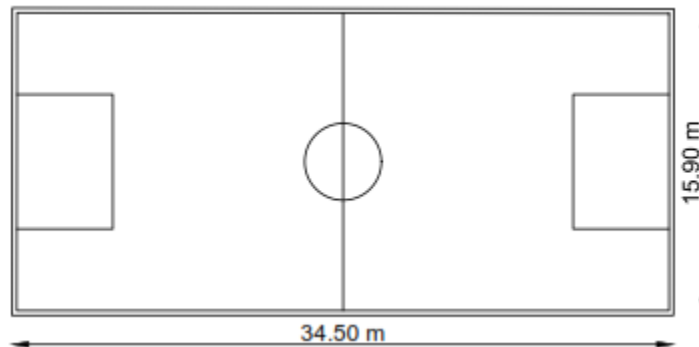


Figura 18: Dimensiones de la cancha existente

En vista de que existe la posibilidad de ampliar a conveniencia el área a cubrir, las dimensiones finales de los ejes de la cimentación de la estructura queda como sigue:

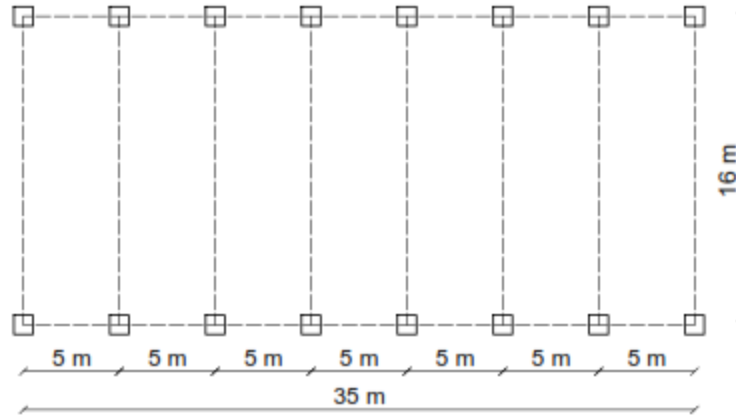


Figura 19: Dimencionamiento de la estructura según la propuesta

Observación: En conclusión, la estructura tendrá una separación entre pórticos de 5 metros y un claro de 16.13 metros, medidos de eje a eje de cada columna.

3.1.1 Diseño de Forma del Pórtico de la Estructura

Una vez estimada las dimensiones principales del pórtico de la cubierta para lo cual se pretende poner a disposición dos propuestas de diseño, los cuales serán tomados en cuenta por la dirigencia del sector para su conveniente uso.

Como una primera propuesta de diseño se presenta una cubierta con pórticos simétricos de alma abierta a dos aguas, constituida con perfiles de acero de lámina delgada doblados en frío, dispuestos en forma de armadura tipo pratt, como se muestra en el siguiente gráfico:

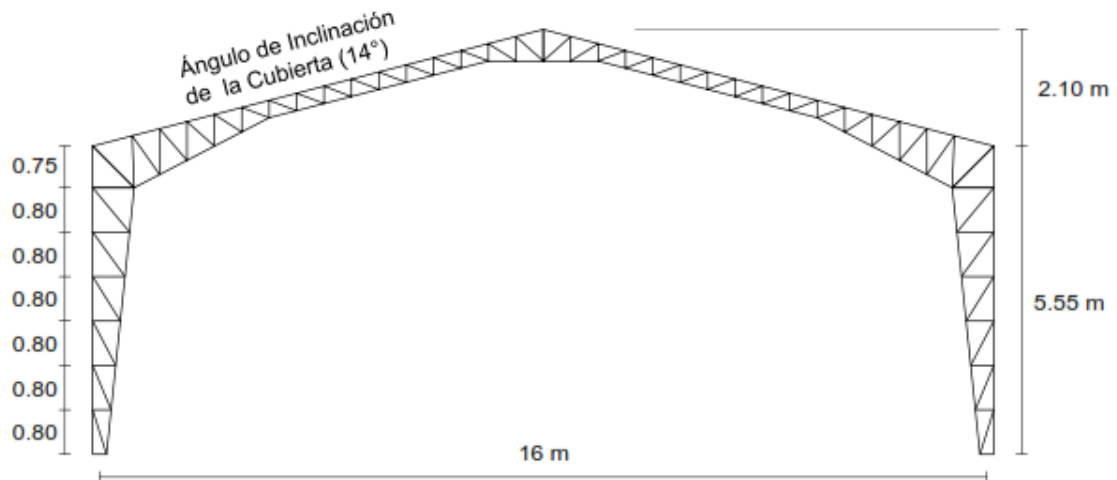


Figura 20: Pórtico de la estructura, según la propuesta de diseño

3.3 CARGAS DE DISEÑO

3.3.1 Carga viva

La NEC – SE – CG, 2015, tabla 9 establece que la sobrecarga mínima uniformemente distribuida sobre cubiertas planas, inclinadas y curvas es de 0.70 kN/m² (p. 27).

$$CV = 0.70 \text{ kN/m}^2 = 70 \text{ Kg/m}^2$$

En la sección 3.2.3, esta norma también establece los criterios para reducir la carga viva sobre cubiertas a un valor razonable (La carga viva no se aplica con la misma intensidad en toda en área expuesta), cuyos criterios se tomarán en cuenta únicamente cuando el sitio de emplazamiento del proyecto se ubique por debajo de los 1000 msnm, razón por lo cual la posibilidad de reducir la carga viva queda descartada debido a que la cota del proyecto supera el límite establecido por la norma.

3.3.2 Cargas Ambientales

3.3.2.1 Carga de viento

En la sección 3.4.2 la NEC – SE – CG, 2015 establece que la acción del viento sobre una edificación se determina como sigue:

$$P = \frac{1}{2} \rho V_b^2 C_e C_f$$

Dónde:

P: Presión de cálculo expresada en Pa (N/m²)

V_b: Velocidad corregida del viento,

$$V_b = V \sigma$$

V: Velocidad mínima del viento de diseño (21 m/s = 75 Km/h, Según la NEC 2015)

En la localidad donde se plantea el diseño, la velocidad mínima se estima en 100 Km/h (28 m/seg).

σ: Factor de corrección que depende de la obstrucción y de la altura de la estructura.

Con base a la tabla 5 de la NEC – SE – CG, 2015, (**Ver Anexo A**), para una altura total de la estructura de hasta 10 metros y considerando una obstrucción baja del viento – Según características de la zona de emplazamiento –, se obtiene un factor de corrección de σ = 0.90.

Por lo tanto, se obtiene la velocidad corregida del viento:

$$V_b = (28\text{m/s})(0.90) = 25.20 \text{ m/s}$$

ρ : Densidad del Aire (1.25 Kg/m³, según la NEC 2015)

C_e : Coeficiente de entorno/altura.

Según la tabla del **Anexo B**, para una Zona Rural con una altura de la estructura hasta 10 metros se tiene que $C_e = 1.89$.

C_f : Coeficiente de forma.

Según las tabla 6 de la NEC – SE – CG, 2016 (**Ver Anexo C**), los coeficientes de forma para superficies inclinadas a 15° o menos son:

Barlovento: $C_f = +0.30$ a 0 (Adoptamos +0.30, “Criterio personal”)

Sotavento: $C_f = -0.60$

Finalmente se tiene los siguientes valores de presión del viento:

Presión a Barlovento:

$$P = \frac{1}{2} (1.25)(25.20)^2(1.89)(+0.30) = 225.04 \text{ N/m}^2$$

Succión a Sotavento:

$$P = \frac{1}{2} (1.25)(25.20)^2(1.89)(-0.60) = -450.08 \text{ N/m}^2$$

3.3.2.2 Carga de granizo y ceniza volcánica

La NEC – SE – CG, 2015, establece que en “regiones andinas y sus estribaciones, sobre la cota de 1000 msnm no se permite la reducción de carga viva en cubiertas para prevenir caídas de granizo o ceniza” (p. 13). La ubicación del proyecto indica que se encuentra localizada a una altura de

3200 msnm, por lo que estas cargas quedan asumidas al descargar la reducción de la carga viva en el ítem 3.3.1.

3.3.3 Carga Muerta

La carga muerta o carga permanente está compuesta por las masas reales de los materiales preestablecidos para conformar la cubierta, esto es: El peso propio de la armadura cuyo peso varía según las dimensiones y el tipo de perfiles seleccionados para la estructura, Lámina de cubierta, Instalaciones mecánicas y eléctricas, Tensores y Correas, cuyos valores vienen establecidos en los catálogos de materiales y en el apéndice 4 de la NEC – SE – CG, 2015, tabla 8.

3.3.3.1 Componentes Varios

En una cubierta metálica de ocupación social, entre los componentes varios pueden citarse la lámina o panel de cubierta, instalaciones mecánicas, instalaciones eléctricas, conectores mecánicos y tensores. Para la propuesta de diseño en este trabajo se tiene los siguientes datos:

- Lámina de Cubierta Galvalumen con un espesor máximo de 4 mm, los catálogos de los fabricantes indican un peso aproximado de 4 Kg/m².
- También se tiene un peso referencial aproximado de “5 Kg/m² por instalaciones mecánicas y eléctricas, conectores mecánicos y tensores”. Aunque el peso por tensores se puede calcular al obtener un diseño final de los mismos, sin embargo, este peso por unidad de área es relativamente bajo con relación a los otros componentes, por lo que “para fines de diseño, este valor se puede considerar incluido en los 5 Kg/m² indicados anteriormente”.

3.3.3.2 Tensores

Los tensores son elementos que se utilizan en el diseño de estructuras metálicas como naves industriales, galones, cubiertas, etc. para brindar soporte lateral a los tavesaños o largueros de

cubierta – a menudo se utilizan correas G – respecto a su eje débil, además, los tensores también forman parte de un sistema de arriostramiento entre pórticos; generalmente para estos elementos se suele utilizar varillas corrugadas o lisas, aunque por conveniencia o facilidades constructivas suelen emplearse también platinas o ángulos. En el siguiente gráfico se puede observar la ubicación de los tensores en una cubierta metálica.

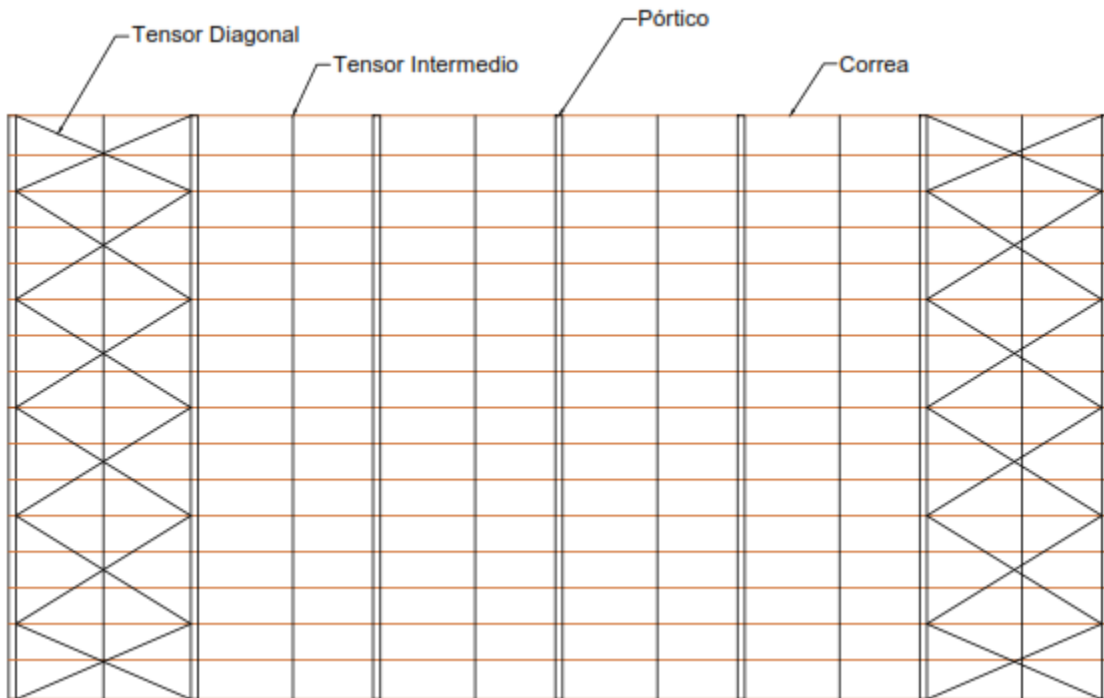


Figura 21: Vista en Planta de la Cubierta

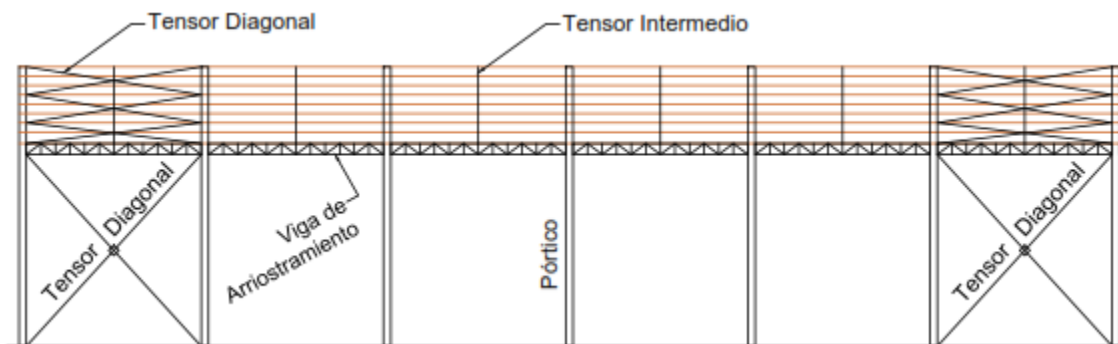


Figura 22: Vista Lateral en Elevación de la Cubierta

3.3.3.2.1 *Tensores Intermedios*

Como se dijo anteriormente, estos elementos proporcionan soporte lateral a las correas de cubierta y su ubicación depende de la separación entre correas; en la tesis de Marcos A. Pinguil Álvarez, (2017), se resume de la siguiente forma la ubicación de los tensores intermedios (p. 47).

Tabla 1:
Ubicación de Tensores

TIPO DE ARMADURA	ESPACIAMIENTO ENTRE ARMADURAS	UBICACIÓN DEL TENSOR
LIGERA	< 6 m	En los medios
	≥ 6 m	En los tercios
	< 3 m	Sin Tensores
PESADA	< 4 m	En los medios
	≥ 4 m	En los tercios

NOTA: Armaduras Ligeras: Conformadas con perfiles doblados en frío, con techos ligeros (Láminas corrugadas de acero). Armaduras Pesadas: Conformadas con perfiles laminados en caliente, o con techos pesados (Pizarras, Láminas de asbesto – cemento, etc.).
Fuente, (Tesis de Marcos A. Pinguil Álvarez, UCACUE).

3.3.3.2.2 *Tensores en Diagonal*

Estos tensores se deben ubicar necesariamente al inicio y al final de la estructura (Como se muestra en las figuras 21 y 22), y su diámetro igual al inmediato inferior del diámetro obtenido para los tensores intermedios.

3.3.3.2.3 *Diseño de Tensores*

Para el diseño de los tensores se considera la componente paralela de todas las cargas externas que se aplican sobre la cubierta de, es decir, carga por lámina de cubierta, correas, instalaciones y conectores, y la carga viva de cubierta; “no se considera la carga de viento debido a que esta actúa de forma perpendicular a la cubierta”. (T. Segui, 2013)

Cargas de Diseño:

- Carga viva: $L_r = 70 \text{ Kg/m}^2$ (NEC – SE – CG)
- Carga Muerta:
 - Lámina de cubierta: 4 Kg/m^2 (Catálogos)
 - Correas: 5.84 Kg/m^2 (Ver diseño en la sección 3.3.3.3.1)
 - Instalaciones mecánicas, y peso propio del tensor: 5 Kg/m^2

$$D = 4 + 5.84 + 5 = 14.84 \text{ Kg/m}^2$$

Luego, según la NEC – SE – CG, (2015), la combinación máxima de cargas de diseño – según las ecuaciones de mayoración de carga propuestas por esta norma en la sección 3.4.3 – corresponde a la siguiente ecuación (p. 19).

$$P_u = 1.2D + 1.6\text{máx}[L_r; S; R] + \text{máx}[L; 0.5 W]$$

$$P_u = 1.2(14.84) + 1.6(70) = 129.81 \text{ Kg/m}^2$$

Nótese en la figura 20 de la sección 3.1.1, que el ángulo de inclinación de la cubierta según la propuesta de diseño es de 14° con respecto a la horizontal, por lo que la componente paralela de carga es:

$$P_{\parallel} = P_u \text{sen}14^\circ = (129.81) \text{sen}14^\circ = 31.40 \text{ Kg/m}^2$$

Luego, el área colaborante del tensor está en función de la separación entre pórticos y la longitud inclinada de la viga del pórtico, como se muestra a continuación:

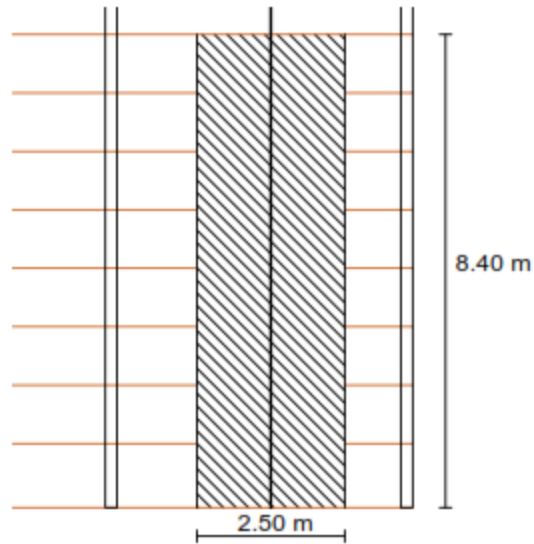


Figura 23: Área colaborante del tensor

Por tanto, la carga última que debe soportar el tensor es:

$$P_{||} = (31.40 \text{ Kg/m}^2)(2.50 \times 8.40) = 659.40 \text{ Kg}$$

William T. Segui, (2013), propone que la Resistencia Última de los tensores de cubiertas se determinen mediante la siguiente ecuación:

$$\phi T_n = 0.75 A_D F_u$$

Dónde:

F_u : Resistencia última del acero a tensión ($F_u = 4080 \text{ Kg/cm}^2$)

A_D : Área nominal del tensor

$\phi = 0.75$

Como criterio de diseño, la resistencia última del tensor debe ser por lo menos igual a la carga axial factorizada, por lo que se tiene:

$$\phi T_n \geq P_u$$

$$0.75 A_D F_u \geq P_u$$

$$A_D \geq \frac{P_u}{\phi t 0.75 F_u}$$

P_u es la carga axial de diseño.

Por lo tanto, el área requerida del tensor según esta propuesta de diseño es:

$$A_D \geq \frac{659.04}{(0.75)(0.75)(4080)} = 0.29 \text{ cm}^2$$

$$D_b = \sqrt{\frac{4 A_D}{\pi}} = \sqrt{\frac{4(0.29)}{\pi}} = 0.61 \text{ cm} = 6.1 \text{ mm}$$

D_b es el diámetro del tensor calculado.

Se asume un tensor de 12 mm de diámetro por cuestiones de seguridad; y, por consiguiente, el diámetro del tensor diagonal es de 10 mm, según lo dicho en la sección 3.3.3.2.2.

COMENTARIO: Debido a que los tensores intermedios deben estar soldados o sujetos con tuerca atravesando el alma del tensor, como se muestra en la figura 24, por facilidades constructivas a veces es recomendable emplear platinas laminadas como tensores; estas simplemente se sueldan por sobre las correas, como se muestra en la figura 25.

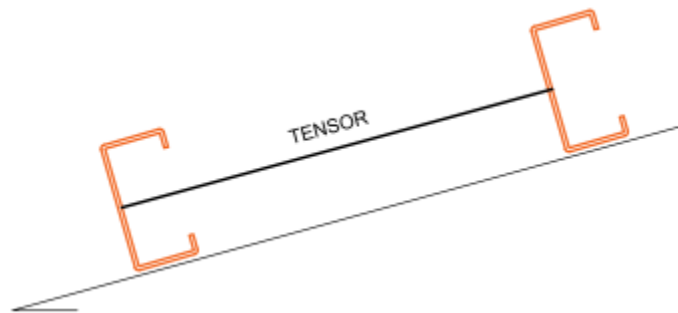


Figura 24: Ubicación del tensor de correas (Roscado o soldado)

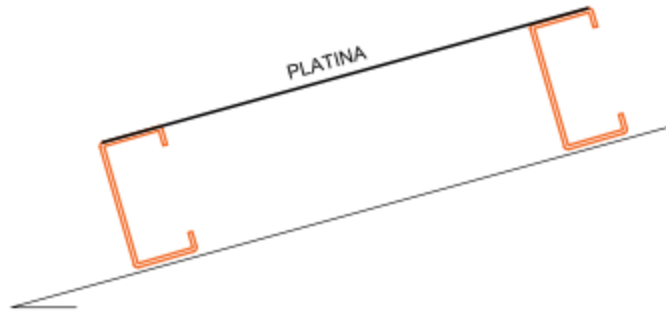


Figura 25: Colocación de platina como tensor de correas

3.3.3.3 Largueros

Conocidas también como viguetas de cubierta o travesaños son los elementos que soportan las cargas externas aplicadas sobre la cubierta y las transmiten hacia el pórtico como cargas puntuales aplicadas en los nudos de la armadura. Estos elementos pueden ser correas G, tubos estructurales, secciones armadas de tipo cajón, o armaduras espaciales tipo cerchas.

3.3.3.3.1 Diseño de largueros

Para conformar los largueros de cubierta, en esta propuesta de diseño se asumen perfiles G (Correas), consecuentemente las cargas que influyen en el el diseño de los largueros son:

- **Carga Viva:** $L_r = 0.70 \text{ kN/m}^2 = 70 \text{ Kg/ m}^2$ (NEC – SE – CG, 2015)
- **Carga Muerta:**
 - **Peso Propio del Larguero:** Inicialmente se asume un perfil G de 150x50x15x3 mm, el cual tiene un peso aproximado de 6.13 Kg/m (Ver catálogos de Fabricantes). Según la geometría del del pórtico, se colocarán 8 correas distribuidas sobre una longitud inclinada de 8.40 m, por cada lado, por lo que se tiene:

$$\text{Peso}_{(\text{Correas})} = \frac{8(6.13 \text{ Kg/m})}{8.40\text{m}} = 5.84 \text{ Kg/m}^2$$

- **Peso de Lámina de Cubierta:** En esta propuesta se usarán paneles curvos de “Galvalumen” con un espesor máximo de 0.4 mm, lo cual tiene un peso aproximado de 4 Kg/m² (Ver catálogos de Fabricantes).
- **Instalaciones eléctricas, conectores mecánicos y tensores:** Se asume un valor aproximado de 5 Kg/m²

Por tanto, la carga muerta total es:

$$D = 5.84 + 4 + 5 = 14.84 \text{ Kg/m}^2 \quad (\text{No incluye el Peso Propio del Pórtico})$$

- **Carga de Viento:** Se asume únicamente la carga por presión ($P = 225.04 \text{ N/m}^2$), descompuesta en sus componentes X e Y, según la inclinación de la correa.

$$W = 225.04 \text{ N/m}^2 \approx 23 \text{ Kg/m}^2$$

Del mismo modo, la combinación máxima de cargas corresponde a la siguiente expresión:
(NEC – SE – CG, 2015)

$$P_u = 1.2D + 1.6\text{máx}[Lr; S; R] + \text{máx}[L; 0.5 W]$$

$$P_u = 1.2(14.84) + 1.6(70) + 0.5(23)$$

$$P_u = 141.31 \text{ Kg/m}^2$$

Consecuentemente el área tributaria que soporta la correa está definida por la separación entre largueros y la separación entre pórticos.

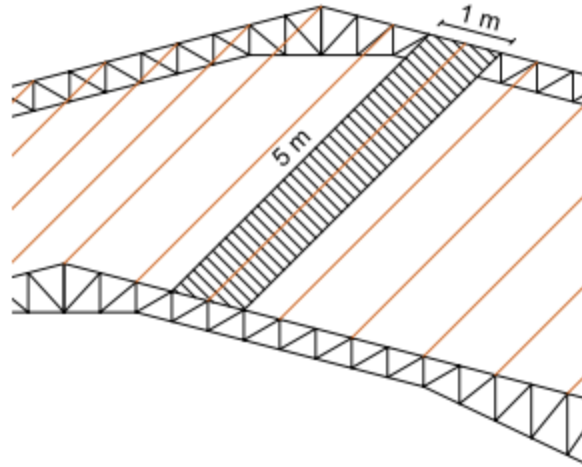


Figura 26: Área colaborante de la correa de cubierta

La carga uniformemente distribuida que soporta el larguero es:

$$P_u = \left(141.31 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right) (1 \text{ m}) = 141.31 \text{ Kg/m}$$

Para diseñar largueros de cubierta, Nelson & McCormac, (2006), propone la siguiente metodología de diseño (p. 314).

1. Inicialmente se determina los componentes de carga X e Y, según la inclinación del larguero.

NOTA: La inclinación de la cubierta es de 14° con respecto a la horizontal, según el diseño de forma planteada en la figura 20.

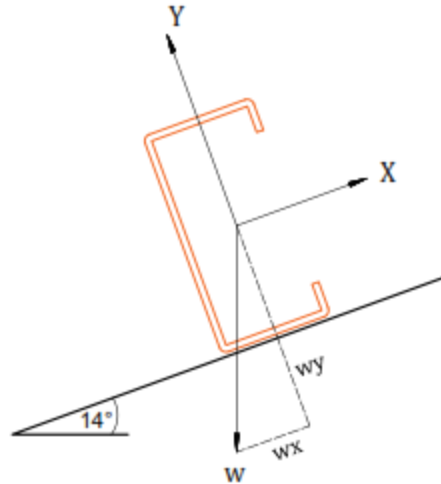


Figura 27: Diagrama de cuerpo libre de la correa

Componente de peso en X:

$$P_{uX} = P_u \operatorname{sen}(28^\circ) = (141.31) \operatorname{sen}(14^\circ)$$

$$P_{uX} = 34.18 \text{ Kg/m}$$

Componente de peso en Y:

$$P_{uY} = P_u \operatorname{cos}(28^\circ) = (141.31) \operatorname{cos}(14^\circ)$$

$$P_{uY} = 137.11 \text{ Kg/m}$$

- Se determina los momentos últimos con base a los componentes de peso en X e Y.

Momento con respecto al eje X: El larguero se considera como simplemente apoyado en sus extremos, por lo que se tiene:

$$M_u = \frac{wL^2}{8}$$

$$M_{uX} = \frac{(34.18)(5\text{m})^2}{8} = 106.83 \text{ Kg} - \text{m}$$

Momento con respecto al eje Y: Está en función de la ubicación de los tensores (Refiérase a la sección XX); en este caso se asumen tensores intermedios por lo que se tiene.

$$M_u = \frac{wL^2}{32}$$

$$M_{UY} = \frac{(137.11)(5m)^2}{32} = 107.12 \text{ Kg} - m$$

3. Se verifica el efecto de flexión asimétrica con respecto a la inclinación del larguero.

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1$$

$$\phi_b = 0.90$$

Dónde:

M_{ux}, M_{uy} : Momentos últimos con respecto a X e Y.

M_{nx}, M_{ny} : Momentos nominales con respecto a X e Y.

$$M_n = S_e F_y$$

S_e : Módulo elástico de sección efectiva

F_y : Esfuerzo de fluencia del acero ($F_y = 2400 \text{ Kg/cm}^2$.)

Los módulos de sección en X e Y correspondientes a un perfil G 150x50x15x3 son:

(Consultar catálogo de materiales)

$$S_x = 34.03 \text{ cm}^3 \quad y \quad S_y = 6.56 \text{ cm}^3$$

Por tanto, se tiene:

$$M_{nx} = (34.03)(2400) = 81672 \text{ Kg} - cm$$

$$M_{ny} = (6.56)(2400) = 15744 \text{ Kg} - cm$$

Por consiguiente:

$$\frac{10683}{0.9(81672)} + \frac{107.12}{0.9(15744)} = 0.90 < 1 \quad \text{"OK"}$$

En conclusión, el perfil asumido inicialmente es el correcto.

3.3.4 Carga de Sismo

La carga de sismo está en función del cortante basal; según la NEC – SE – DS, 2015, el cortante basal de diseño para cualquier tipo de estructuras se determina como sigue (p. 53).

3.3.4.1 Cortante Basal

$$V = \frac{I S_a}{\phi_E \phi_{PR}} \cdot W$$

Dónde **W** es la carga sísmica reactiva, lo cual corresponde a la carga muerta total (Incluido el peso propio de la estructura). Aunque el peso propio de la estructura es calculada y asumida automáticamente por el software de diseño, sin embargo, debido a que en este trabajo se plantea realizar un modelado bidimensional de uno de los pórticos de la estructura se requiere de una estimación inicial del peso propio del pórtico para calcular el cortante basal de diseño. En la tesis de Marcos A. Pinguil Álvarez (UCACUE), se propone estimar este valor mediante la siguiente expresión (p.31).

$$W_{se} = K \cdot a \left(\frac{b + 1}{b} \right)$$

Donde:

W_{se} : Peso aproximado de la estructura en Kg/m²

a: Luz de la armadura en metros

b: Distancia entre pórticos en metros

K: Factor de ampliación de cargas que depende del tipo de armadura

Tabla 2:
Factores de K según tipo de Armadura

TIPO DE ARMADURA	Luz de la Armadura			
	≤ 10 m	≤ 15 m	≤ 20 m	> 25 m
LIGERAS	0.90	0.70	0.65	0.60
PESADAS	1	0.80	0.75	0.70

NOTA: Estructuras ligeras están conformadas con perfiles doblados en frío.
Estructuras pesadas están conformadas con perfiles laminados en caliente.
Fuente, (Tesis de Marcos A. Pinguil Álvarez, UCACUE)

Tomando en cuentas estos criterios, para una luz del pórtico ($a = 16$ m), y una separación entre pórticos ($b = 5$ m), se estima un valor de K igual a 0.65 debido a que la estructura se caracteriza como ligera, por tanto, se tiene:

$$W_{se} = (0.65)(16) \left(\frac{5 + 1}{5} \right) = 12.48 \text{ Kg/m}^2$$

Luego, a este valor se suman los valores correspondientes a conectores mecánicos, instalaciones, lánina de cubierta, tensores y correas (Ver valores en la sección 3.3.3.1).

$$W = 12.48 + 5.84 + 4 + 5 = 27.32 \text{ Kg/m}^2$$

Consecentemente los coeficientes requeridos para el cálculo del cortante basal según la NEC – SE – DS, (2015), son:

- Coeficiente de Inportancia: $I = 1.3$ (Ver Anexo D)
- Coeficiente de Regularidad en Planta y Elvación: (Ver Anexo E)

Estructura Regular, $\emptyset_E = 1$

Estructura Regular, $\emptyset_P = 1$

- Para estructuras de acero conformadas con Perfiles Doblados en Frío, la NEC – SE – DS, (2015), establece un valor de coeficiente de reducción sísmica de ($R = 2.5$); para mayor detalle, consulte en Anexo F.
- El espectro de respuesta elástico se determina para las condiciones siguientes:

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{Para} \quad 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \quad \text{Para} \quad T > T_c$$

$$T = C_t h_n^\alpha \quad (\text{Periodo fundamental de vibración})$$

$$T_c = 0.55 F_s \left(\frac{F_d}{F_a} \right) \quad (\text{Periodo límite de vibración})$$

Los siguientes datos han sido tomados con base a la ubicación geográfica y estudios realizados en el sitio de emplazamiento.

$$\eta = 2.48 \quad \text{Para provincias de la Sierra}$$

$$Z = 0.35 \quad \text{Zona sísmica IV, Según el mapa sísmico de la NEC – SE – DS, (2015); Ver Anexo G.}$$

$$C_t = 0.073; \alpha = 0.75: \quad \text{Estructuras de acero con arriostramientos, (A más de los tensores, la estructura estará arriostrada con vigas).}$$

$$h_n = 7.65 \text{ m:} \quad \text{Atura total del pórtico (Dato de la estructura)}$$

Por lo tanto, se tiene:

$$T = C_t h_n^\alpha = (0.073)(7.65)^{0.75} = 0.336$$

También, según el estudio geológico del sitio detallado en la sección 3.7.1 de este trabajo, se concluye que el tipo de suelo (Según el Anexo H), corresponde a un tipo D; por lo que se tienen los siguientes coeficientes de ampliación sísmica:

$$F_a = 1.25 \quad (\text{Ver Anexo I})$$

$$F_d = 1.28 \quad (\text{Ver Anexo I})$$

$$F_s = 1.19 \quad (\text{Ver Anexo I})$$

Por tanto, el periodo límite de vibración es:

$$T_c = 0.55(1.19) \left(\frac{1.28}{1.25} \right) = 0.67$$

$$T < T_c$$

En consecuencia, se calcula el espectro de respuesta elástico para esta condición.

$$S_a = \eta Z F_a = (2.48)(0.35)(1.25) = 1.085$$

Finalmente, el cortante basal de diseño es:

$$V = \frac{(1.3)(1.085)}{(1)(1)(2.5)} \times (27.32) = 15.41 \text{ Kg/m}^2$$

3.4 MODELADO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

Para modelar y diseñar los pórticos de la cubierta metálica se empleará el software ETABS versión gratuita, para lo cual se toman las siguientes consideraciones.

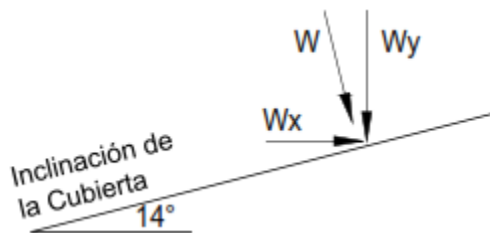
3.4.1 Aplicación de la Cargas de Diseño sobre el Pórtico

En el “Anexo D de la Tesis de Marcos A. Pinguil Álvarez, UCACUE” se plantea analizar y diseñar el pórtico de la estructura aplicando las cargas de manera puntual sobre el pórtico para lo

cual se consideran los puntos de ubicación de las correas ya que dichas cargas externas son transmitidas hacia la armadura a través de estos elementos.

Las cargas de diseño se transforman en cargas puntuales tomando en cuenta el área cooperante de cada correa o larguero de cubierta, como se muestra a continuación:

- El área cooperante es igual al producto entre la separación entre pórticos y la separación entre correas, $A_{Coop.} = (5m)(1m) = 5 m^2$; considerese las cargas de diseño obtenidas en los ítems anteriores.
- Carga Viva: $L_r = (70 \text{ Kg/m}^2)(5 m^2) = 350 \text{ Kg}$
- Carga Muerta: $D = (14.84 \text{ Kg/m}^2)(5 m^2) = 74.2 \text{ Kg}$ (No incluye P. P. del pórtico)
- Carga de Sismo: $E = (15.41 \text{ Kg/m}^2)(5 m^2) = 77.05 \text{ Kg}$
- Carga de Viento descompuesta en su componentes X e Y.



Barlovento: $P_B = 225.04 \text{ N/m}^2 \approx 23 \text{ Kg/m}^2$

$$W_x = 23 \text{ sen}14^\circ = 5.56 \text{ Kg}$$

$$W_y = 23 \text{ cos}14^\circ = 22.32 \text{ Kg}$$

Sotavento: $P_S = -450.08 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \approx -46 \text{ Kg/m}^2$

$$W_x = -46 \text{ sen}14^\circ = -11.13 \text{ Kg}$$

$$W_y = -21.10 \text{ cos}14^\circ = -44.63 \text{ Kg}$$

Luego, se debe analizar dos tipos de pórticos (Un portico central y uno externo), debido a que los centrales reciben el doble de carga que los pórticos externos; para analizar y diseñar un pórtico externo, las cargas puntuales obtenidas se deben dividir para dos. El ejemplo siguiente corresponde al diseño de un pórtico central.

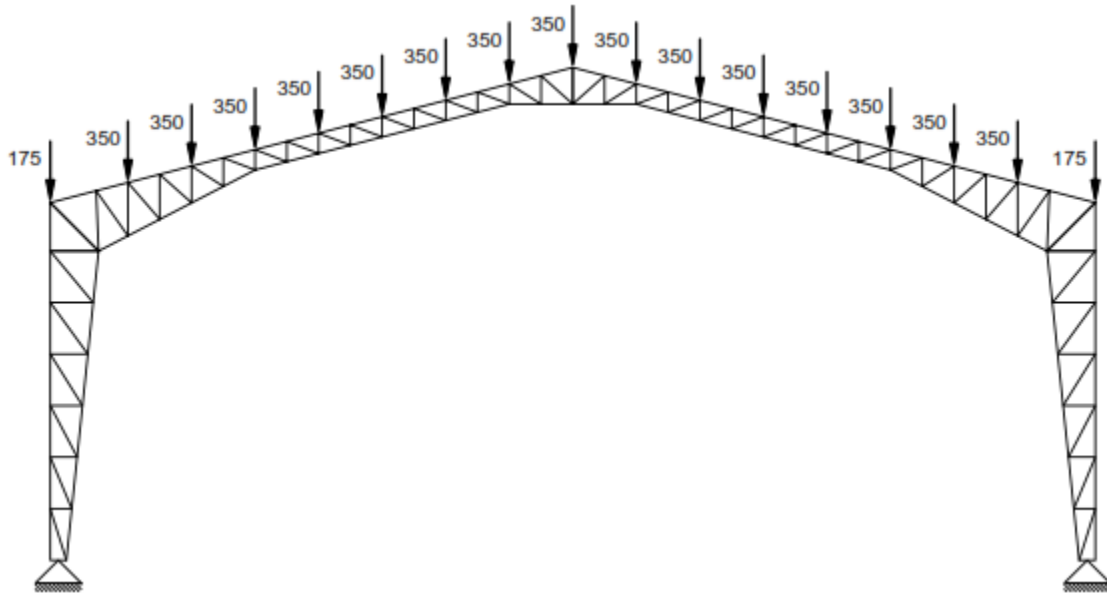


Figura 28: Carga viva sobre el pórtico

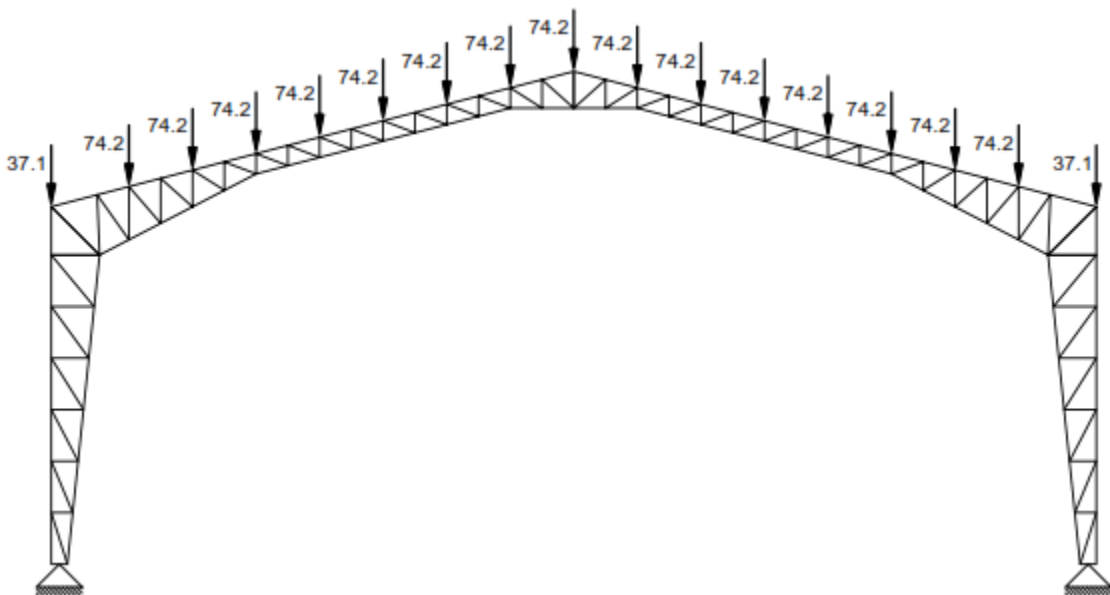


Figura 29: Carga Muerta sobre el pórtico

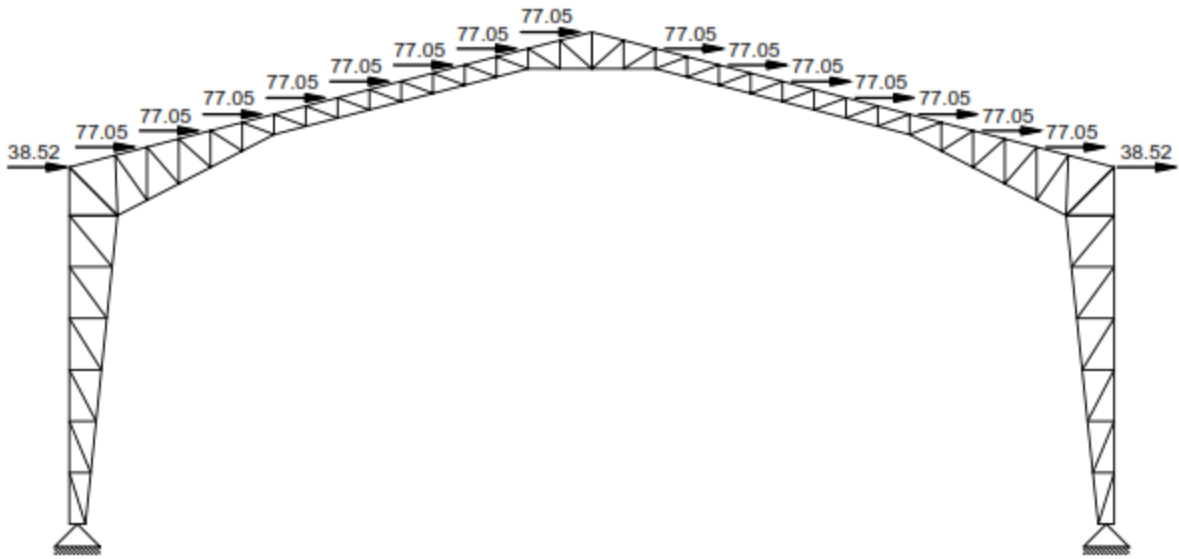


Figura 30: Carga de Sismo sobre el pórtico

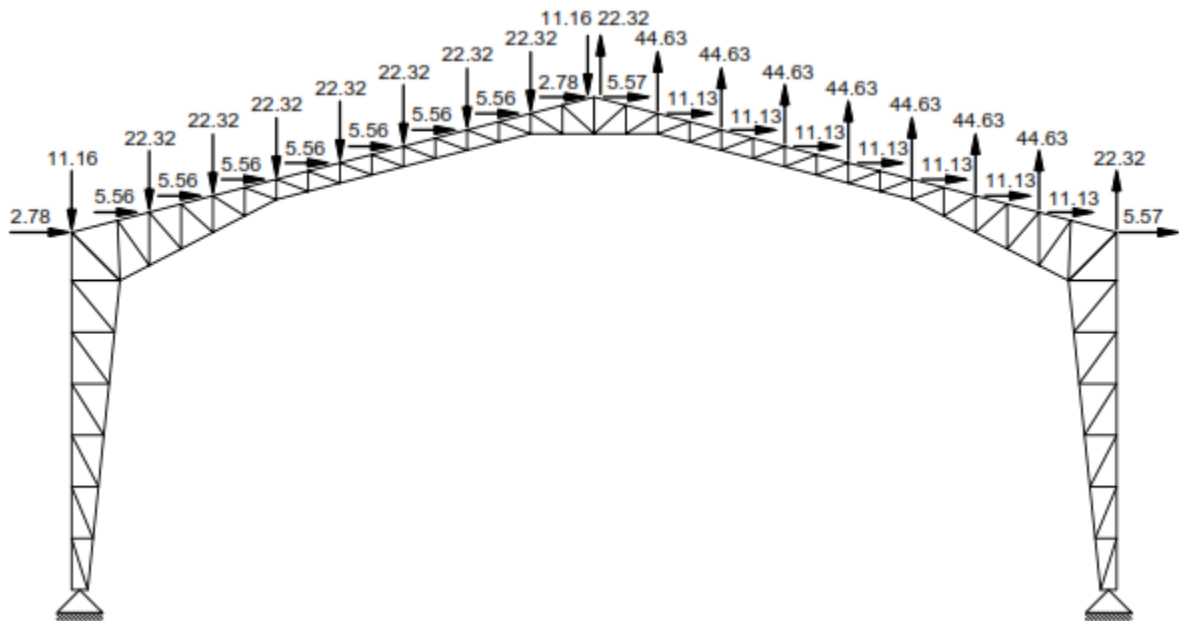


Figura 31: Carga de Viento sobre el pórtico (Barlovento y Sotavento)

3.5 DISEÑO FINAL DE LA ESTRUCTURA

3.5.1 Modelado de la Cubierta Metálica

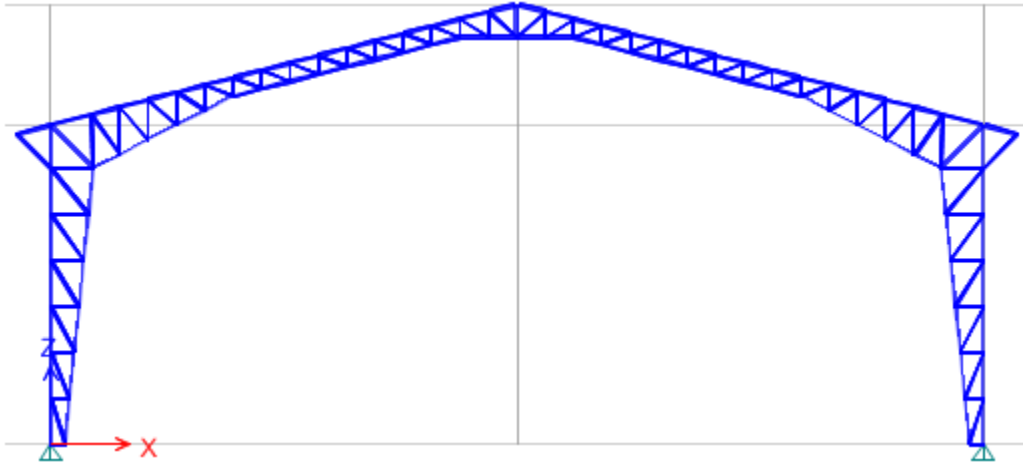


Figura 32: Modelado del Pórtico de la Estructura (ETABS)

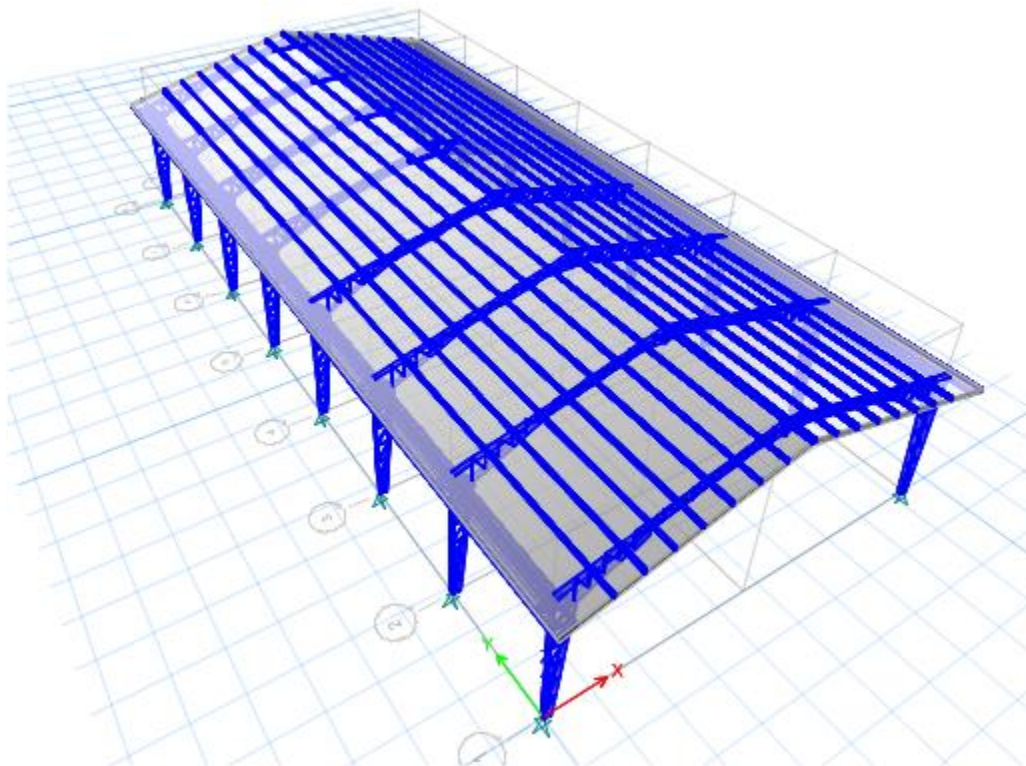


Figura 33: Modelado de la Cubierta en 3D (ETABS)

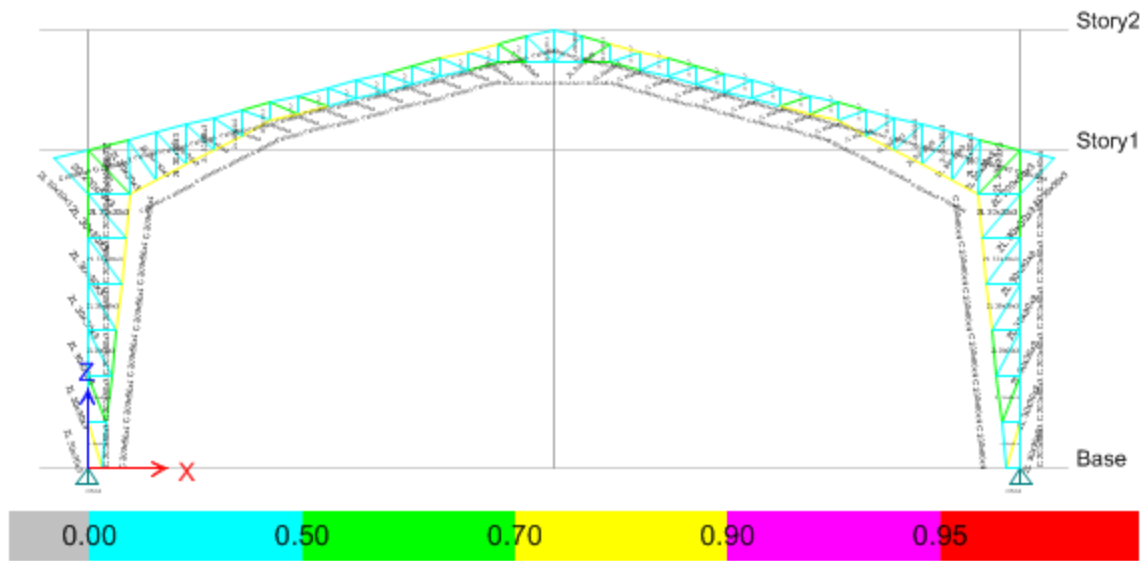


Figura 34: Diseño final del pórtico (ETABS)

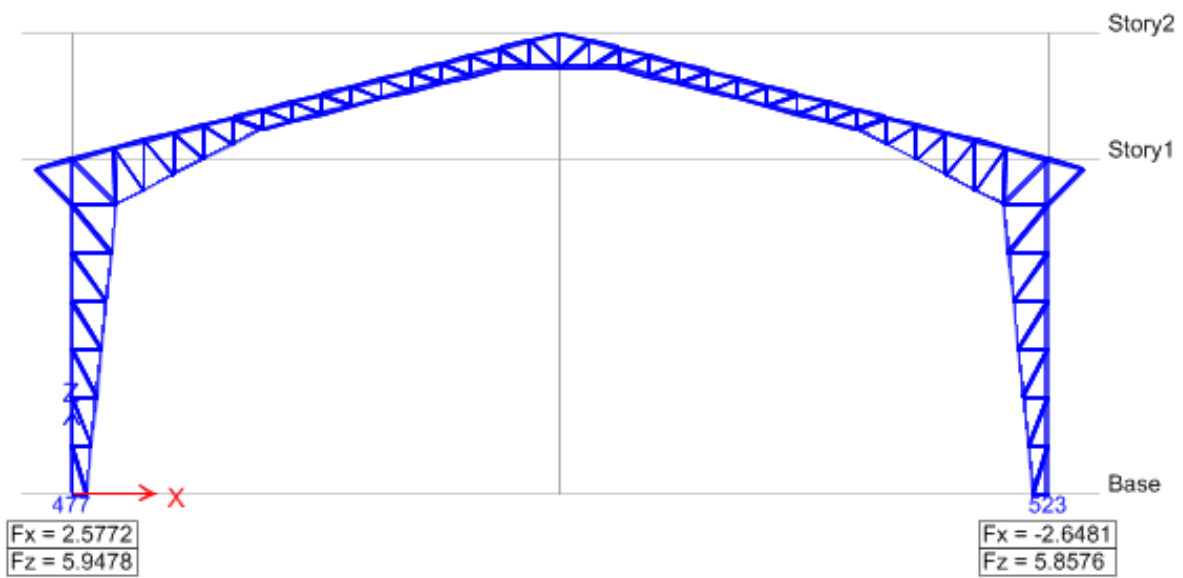


Figura 35: Reacciones en los apoyos según el ETABS

Los resultados obtenidos son los siguientes:

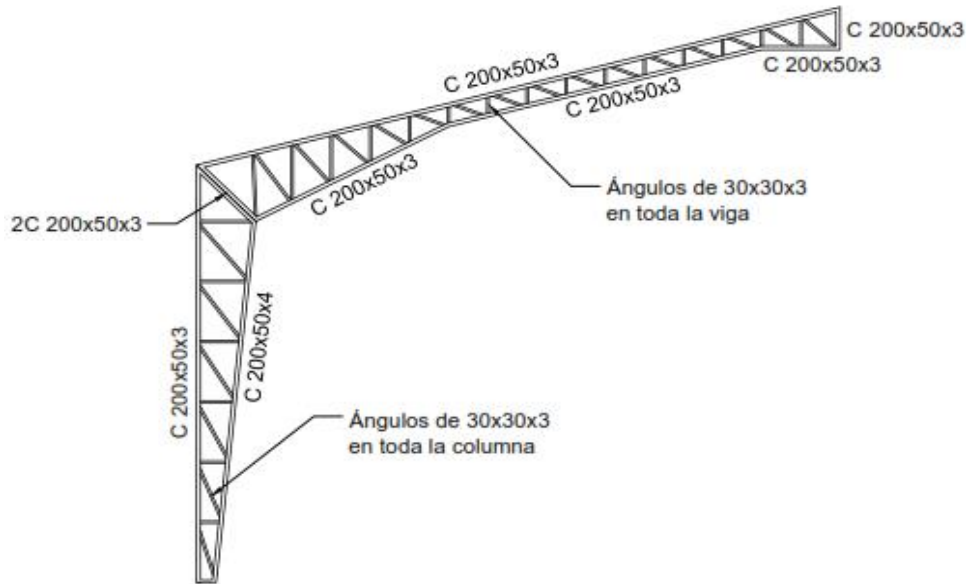


Figura 36: Esquema del diseño final de elementos del pódico intermedio

En el caso de los pórticos externos, las dimensiones de los elementos son similares a los del pódico central, salvo el canal interno de la columna C 200x50x4 “disminuye a C 200x50x3”.

También, la viga para arriostrar los pórticos queda como se muestra.

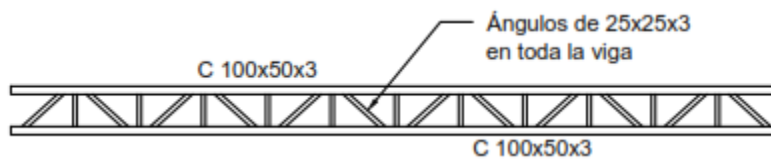


Figura 37: Esquema del diseño final de la viga de arriostramiento

NOTA: Para ver detalles de dimensiones tanto del pódico como de la viga de arriostramiento, refiérase al Anexo J (Planos estructurales).

COMENTARIO: Al diseñar estructuras mediante un software de diseño (SAP 2000 o ETABS), empleando perfiles de acero de lámina delgada doblados en frío, se debe tener presente que al menos los software mencionados toman como base de diseño el código AISC 360 – esto es, norma

para perfiles laminados en caliente – ; sin embargo, para perfiles doblados en frío los criterios de diseño se detallan en el manual AISI. Aunque los resultados de diseño no varían considerablemente con respecto a los dos tipos de perfiles, sin embargo, se puede generar cierta disminución de la sección de los elementos finales obtenidos para este tipo de perfil – el cálculo de áreas efectivas o secciones efectivas de los elementos doblados en frío es tema fundamental del manual AISI – ; para mayor detalle revítese a la sección B2.1 de dicho manual.

3.6 ELEMENTOS COMPLEMENTARIOS

3.6.1 Conexión Columna – Base

Su diseño básicamente está en función de la condición de apoyo en su base (Fijo o Móvil), considerado en el modelo matemático del pórtico. Como se mencionó anteriormente, económicamente resulta más factible considerar apoyos articulados debido a que el peso total que representa la estructura es relativamente bajo con respecto al área que cubren, sin embargo, constructivamente se debe cuidar que las conexiones columna – cimentación trabajen conforme a los criterios adoptados durante el diseño.

La conexión columna – cimentación está conformado básicamente por una placa de acero sujeta a la cimentación mediante pernos de anclaje.



Imagen 7: Conexión Columna – Cimentación



Imagen 8: Placa Base con Pernos de Anclaje

3.6.1.1 Placa Base

Para el diseño de la placa base de columnas, la NEC – SE – AC, (2015), establece que se debe seguir las especificaciones técnicas del AISC 360. Según esta norma, la resistencia del concreto utilizado en la cimentación debe soportar la carga transmitida por la columna sin presentar fallas, por lo que su resistencia f'_c debe ser mayor o igual a la carga axial sobre el pedestal de concreto.

Según el AISC 360 – 16, la resistencia última del concreto por aplastamiento es:

$$P_u = \phi_c (0.85 f'_c A_1)$$

Donde:

- P_u : Resistencia última del pedestal por aplastamiento
- P_p : Resistencia nominal del pedestal por aplastamiento
- ϕ_c : Factor de resistencia, ($\phi_c = 0.65$)
- A_1 : Área de la placa base
- f'_c : Resistencia a compresión del concreto a los 28 días

Por lo que el área requerida para soportar una carga determinada es:

$$A_1 = \frac{P_u}{\phi_c(0.85 f'_c)}$$

Donde: $P_u \geq P_{AXIAL}$

La carga axial de diseño corresponde a la reacción vertical máxima obtenida en el pórtico al estar sometida a todas las combinaciones de carga posibles.

Dato del ETABS: $P_{AXIAL} = 5.945 \text{ Ton}$

Se considera también una resistencia del concreto de $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$, por tanto, se tiene:

$$A_1 = \frac{5945}{(0.65)(0.85)(210)} = 58.10 \text{ cm}^2$$

También se debe tener en cuenta que el área calculada debe ser mayor al área de la columna asumida inicialmente para el diseño.

$$A_{Columna} = 25 \text{ cm} \times 20 \text{ cm} = 500 \text{ cm}^2$$

$$A_1 < A_{Columna}$$

Por lo tanto, se asume un área mínima optimizada con base a las dimensiones iniciales de la columna. Se asume una longitud adicional de 5 cm por cada lado de la base de la columna para facilitar la soldadura y la colocación de pernos de anclaje, por lo que las dimensiones de la placa base queda de 300 x 350 mm, con un espesor mínimo de 5 mm.

3.6.1.2 Pernos de Anclaje

Inicialmente al considerar apoyos articulados en las bases de las columnas, los pernos de anclaje están sometidos únicamente a esfuerzos de corte, por lo que para su diseño se toma en cuenta la reacción horizontal máxima generada a partir de las combinaciones de carga.

Según el AISC 360 – 16, la resistencia de diseño a Tracción o Corte de los pernos de anclaje se calculan con la siguiente ecuación:

$$R_u = \phi F_n A_b$$

$$\phi = 0.75$$

Donde:

F_n : Esfuerzo nominal de Tracción F_{nt} ó Corte F_{nv} , según el tipo de acero del perno, ver las especificaciones del AISC 360 - 16, tabla J3.2

A_b : Área bruta del perno (Sin considerar la parte roscada).

De donde se obtiene el área requerida para los pernos:

$$A_b = \frac{R_u}{\phi F_n}$$

Para un perno de acero comercial A325, la resistencia a la tracción es 3800 Kg/cm².

La carga horizontal de diseño, Según el ETABS es de 2.65 Ton, por tanto, se tiene:

$$A_b = \frac{2650}{0.75(3800)} = 0.93 \text{ cm}^2$$

OBSERVACIÓN: En vista de que el área requerida es relativamente pequeña, se asumen cuatro pernos de anclaje con un diámetro de 12 mm, con longitud de 300 mm por cada columna.

3.7 CIMENTACIÓN

Para diseñar la cimentación se requiere disponer de un estudio geológico del sitio, por lo que inicialmente se describe tal procedimiento.

3.7.1 Estudio Geotécnico

Para garantizar que la estructura sea cimentada de forma estable de tal forma que no se generen asentamientos diferenciales de la misma, es necesario disponer de un Estudio Geotécnico del sitio de emplazamiento con la finalidad de conocer el estado real del suelo subyacente; por ello, en el presente trabajo también se ha dispuesto realizar una inspección, muestreo y recolección de información necesaria que permitan determinar ciertos parámetros indispensables de diseño, de manera particular, la Capacidad Portante del suelo de cimentación.

Entorno geológico y riesgo presente en la zona:

Según la información cartográfica de la Provincia del Cañar, la localidad en consideración se asienta sobre la Formación Turi, lo cual está constituida básicamente por areniscas de grano medio

a fino y areniscas conglomeradas. La localidad presenta una susceptibilidad moderada a la erosión del suelo.

Muestreo:

Debido a que la losa de la cancha (Ya construida), descansa sobre un terraplen natural formado a partir del corte del suelo, el muestreo se efectuó en uno de los taludes resultantes durante la construcción de la losa, como se muestra en la figura:



Imagen 10: Extracción de la muestra



Imagen 9: Talud de muestreo

En el Laboratorio de Mecánica de Suelos:

Para clasificar el suelo según los criterios de la SUCS y la ASHTO, inicialmente es necesario conocer los siguientes parámetros:

- *Granulometría (INEN 696 – 697):*

Tabla 3:

Tamizado de muestra de suelo

TAMIZ	DIÁM. (mm)	MASA RET.	% RET.	% ACUM.	% QUE PASA	% DEL TOTAL
GRANULOMETRÍA GRUESA						
2''	50	1257	12.99%	12.99%	87.01%	12.99%
1 1/2''	40	611	6.31%	19.30%	80.70%	6.31%
1''	25	1849	19.10%	38.40%	61.60%	19.10%
3/4''	20	878	9.07%	47.47%	52.53%	9.07%
3/8''	10	1568	16.20%	63.67%	36.33%	16.20%
4	5	1019	10.53%	74.19%	25.81%	10.53%
FONDO:		2469	25.51%	99.70%	0.30%	25.51%
INICIAL (100%):		9680				
GRANULOMETRÍA FINA						
10	2	28.3	5.66%	5.66%	94.34%	0.29%
40	0.425	63.38	12.68%	18.34%	81.66%	0.65%
100	0.16	49.16	9.83%	28.17%	71.83%	0.51%
200	0.08	29.16	5.83%	34.00%	66.00%	0.30%
FONDO:		318.4	63.68%	97.68%	2.32%	3.29%
IN. (20.25% DE 2469 g):		500				

Resultados obtenidos en las pruebas de laboratorio
Fuente, (Elaboración propia)

Con base a los valores tabulados y las especificaciones de la norma INEN 696 y 697, se obtiene las siguientes conclusiones:

- Gravas: **74.19 %**
- Arenas: 25.81% - 0.30% = **25.51 %**
- Finos: 66 % de 500 gr, que es el **0.30 %** del 100%

- *Contenido de Humedad (INEN 862):*

El contenido de humedad del suelo se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\% H = \frac{W_h - W_s}{W_s} \times 100$$

Tabla 4:

Contenido de humedad del suelo

DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	LABORATORIO		CAMPO	
		M 1	M 2	M 1	M 2
Tara	T	16.05	17.9	32.04	39.29
Peso Húmedo + Tara	Wh + T	60.44	67.28	178.57	161.39
Peso Seco + Tara	Ws + T	54.27	60.38	154.04	141.33
Peso Seco	Ws	38.22	42.48	122	102.04
Contenido de Humedad (%):		16.14%	16.24%	20.11%	19.66%
		16.19%		19.88%	

Datos obtenidos en los ensayos de laboratorio

Fuente, (Elaboración propia)

El porcentaje promedio de humedad en campo es del 19.88%, dentro del laboratorio se registró un porcentaje de humedad del 16.19%.

- *Límites de Consistencia:*
- Límite Líquido (LL): INEN 691

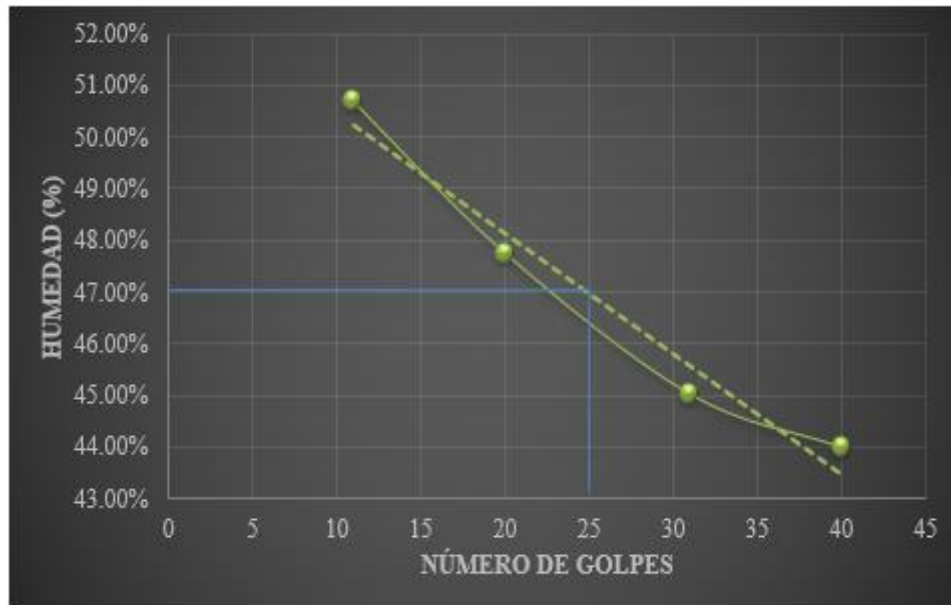
Tabla 5:

Límite líquido de la muestra de suelo

TARA (T)	PESO (T)	N° GOLPES	Wh + T	Ws + T	S	H
22	17.69	40	28.62	25.28	7.59	44.01%
33	17.96	31	29.49	25.91	7.95	45.03%
27	18.2	20	29.43	25.8	7.6	47.76%
17	17.89	11	30.85	26.49	8.6	50.70%

Datos obtenidos en los ensayos de laboratorio

Fuente, (Elaboración propia)



Esquema 1: Gráfica según los límites de consistencia de la muestra de suelo

Según el gráfico, para un número de 25 golpes el porcentaje de humedad es del 47%.

$$LL = 47 \%$$

– Límite Plástico (LP): INEN 692

Tabla 6:

Límite plástico de la muestra de suelo

TARA (T)	PESO (T)	Wh + T	Ws + T	S	H
6	8.66	10.86	10.37	1.71	28.65%
22	6.01	8.24	7.75	1.74	28.16%
27	6.04	8.09	7.63	1.59	28.93%
2	8.9	11.95	11.27	2.37	28.69%

Datos obtenidos en los ensayos de laboratorio

Fuente, (Elaboración propia)

$$LP = \frac{28.65 + 28.16 + 28.93 + 28.69}{4}$$

$$LP = 28.61\%$$

- Índice de Plasticidad (IP)

$$IP = LL - LP$$

$$IP = 47\% - 28.61\%$$

$$IP = 18.39\%$$

Observaciones:

Con base en los resultados obtenidos durante los ensayos de laboratorio descritos anteriormente se obtiene la siguiente clasificación del suelo:

- Clasificación SUCS:

Símbolo: **GW**

Denominación: **Gravas bien Graduadas**

- Calsificación ASHTO:

El suelo se dentro del grupo A - 1, subgrupo A - 1 - a:

Tipo de Material: **Gravas y Arenas**

Terreno de Fundación: **Excelente**

- *Peso Específico*

Según los datos obtenidos durante los ensayos, el peso específico del suelo es:

$$\gamma_s = 1710 \text{ Kg/m}^3$$

Capacidad Portante:

En este caso, para determinar la capacidad portante del suelo se procede empleando la ecuación propuestos por “Kart Von Terzaghi – 1943” para zapatas cuadradas o rectangulares. (Braja M. Das, 1990)

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$$

Dónde:

- c : Cohesión del suelo
- q : Esfuerzo efectivo ($q = \gamma D_f$)
- γ : Peso específico del suelo
- B : Ancho de la cimentación
- N_c, N_q, N_γ : Factores de capacidad de carga admisibles que dependen del ángulo de fricción interna del suelo φ .

Según la clasificación del suelo descrita en la sección 3.6.3.1, se obtienen los siguientes datos reccomendados:

Cohesión: 0.25 Kg/cm²

Ángulo de fricción interna (φ): 36°

Braja M. Das, 1990, propone utilizar los factores de capacidad de carga admisible proporcionados por Vesic – 1973. (p. 395)

Para un $\varphi = 36^\circ$ se tiene los siguientes valores:

$$N_c = 50.59$$

$$N_q = 37.75$$

$$N_y = 56.31$$

Por lo tanto, la capacidad de carga última para una zapata cuadrada con ($B = 1 \text{ m}$) y a una profundidad de desplante ($D_f = 1 \text{ m}$) es:

$$q_u = (0.25)(50.59) + [(0.00171)(1\text{m})](37.75) + \frac{1}{2}(0.00171)(0.80\text{m})(56.31)$$
$$q_u = 12.76 \text{ Kg/cm}^2$$

Luego, la capacidad de carga admisible del suelo se obtiene al dividir la capacidad de carga última para un factor de seguridad FS. La NEC – SE – GC “Geotecnia y Cimentación” establece un valor de FS = 3.

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} = \frac{12.76}{3} = 4.25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_{adm} = 42.5 \text{ Ton/m}^2$$

3.7.2 Diseño del Pedestal de Concreto Armado

Los pedestales o columnas que transmiten la carga reactiva de la estructura hacia la zapata se deben diseñar como una columna corta tomando en cuenta la carga reactiva y las dimensiones de la placa base que fija la columna con la cimentación; en este caso, las dimensiones de la placa base al estar en función de la carga axial transmitida, las dimensiones finales del pedestal serán similares a las de la placa base.

La NEC – SE – HM, (2105), establece que la cuantía de acero de refuerzo longitudinal debe estar entre el 1% y el 3% del área de la sección transversal de la columna.

$$0.01A_g \leq \rho_s \leq 0.03A_g$$

Por tanto, se considera un porcentaje mínimo de refuerzo del 1% del área del pedestal.

$$A_g = 30\text{cm} \times 35\text{cm} = 1050 \text{ cm}^2$$

$$\rho_s = 0.01(1050) = \mathbf{10.50 \text{ cm}^2}$$

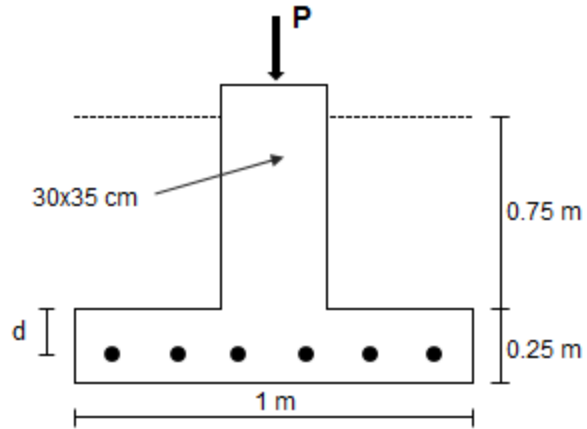
En conclusión, se emplearán 4 varillas de 12 mm y 4 varillas de 14 mm por cada pedestal, con estribos de 10 mm de diámetro cada 15 cm, como especifica los planos.

3.7.3 Diseño de Zapata de Cimentación

Al ser esta una estructura simple se consideran zapatas aisladas para soportar la cubierta, por lo que para su diseño se consideran los siguientes parámetros:

Carga Axial:	5.945 Ton
Resistencia del Concreto:	210 Kg/cm ²
Esfuerzo de Fluencia del Refuerzo:	4200 Kg/cm ²
Peso Específico del Suelo:	1750 Kg/m ³
Peso Específico del Hormigón:	2400 Kg/m ³
Peralte mínimo recomendado por el ACI:	25 cm
Recubrimiento mínimo según el ACI:	7.50 cm

En la sección 3.7.1 se determinó que la capacidad portante del suelo de fundación para una zapata de 1 m por 1 m, con una profundidad de desplante de 1 m es de 42.5 Ton/m², por lo tanto, se procede a verificar la estabilidad de la zapata considerando las mismas dimensiones preestablecidas.



Peralte efectivo de la zapata: $d = 25\text{cm} - 7.5\text{cm} = 17.50\text{ cm}$

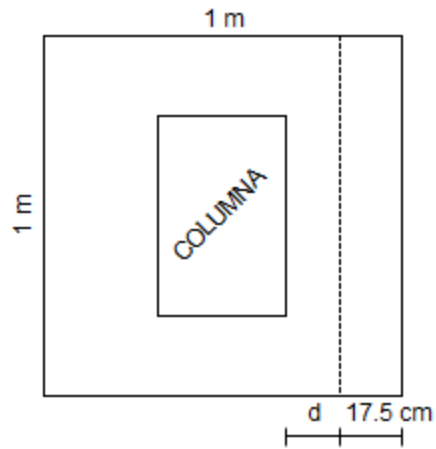
Capacidad resistente de la zapata:

$$\sigma_u = \frac{P_u}{A} = \frac{5.945\text{ Ton}}{(1\text{m})^2} = 5.945\text{ Ton/m}^2 < q_{adm}$$

Consecuentemente se debe comprobar la capacidad del concreto de la zapata a corte analizando las dos condiciones siguientes:

1. Efecto Viga: $V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b d$
2. Punzonamiento: $V_c = 1.10\sqrt{f'_c} b_w d$

La falla del concreto a corte por efecto viga se analiza como sigue:



Capacidad de carga a corte: $\sigma = V_u/A$

$$V_u = A\sigma_u = (1 \times 0.175)(5.945) = 1.04 \text{ Ton}$$

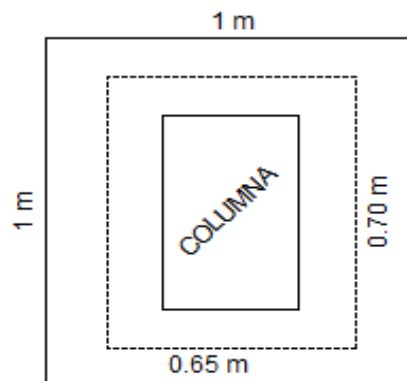
$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{1.04}{0.75} = 1.04 \text{ Ton}$$

Capacidad resistente del concreto:

$$V_c = 0.53\sqrt{210} (100\text{cm})(17.5\text{cm}) = 13.441 \text{ Ton}$$

OBSERVACIÓN: Se concluye que $V_n < V_c$, por tanto en concreto de la zapata resiste a corte por efecto viga.

Luego, la falla del concreto por punzonamiento es:



Área de corte: $A = (1\text{m})^2 - (0.65 \times 0.70) = 0.545 \text{ m}^2$

$$V_u = A\sigma_u = (0.545)(5.945) = 3.24 \text{ Ton}$$

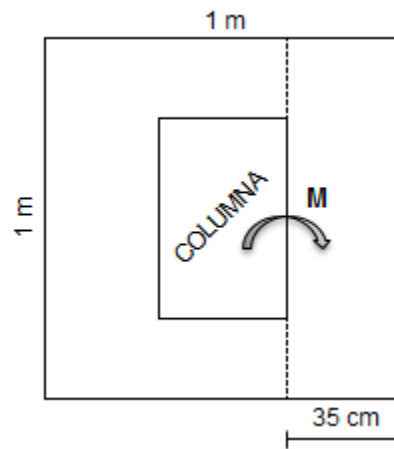
$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{3.24}{0.75} = 4.32 \text{ Ton}$$

Capacidad resistente del concreto:

$$V_c = 1.10\sqrt{210} [2(65 \times 70)](17.5) = 2538 \text{ Ton}$$

OBSERVACIÓN: Se concluye que $V_n < V_c$, por tanto en concreto de la zapata resiste a punzonamiento.

Diseño del Acero de Referzo



Momento actuante: $M_n = P e$

$$P = A \sigma_u = (0.35 \times 1)(5.945 \text{ Ton}) = 2.081 \text{ Ton}$$

Dónde: $M_n = (2.081)(0.35\text{m}/2) = 0.36 \text{ Ton} - \text{m}$

Resistencia Última:

$$R_u = \frac{M_n}{\phi b d^2} = \frac{(0.36)(100000)}{0.9(100)(17.5)^2} = 1.32$$

Cuantía de acero:

$$\rho = 0.85 \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_u}{0.85f'_c}} \right) \rightarrow \rho > \rho_{\min} = 0.0033$$

$$\rho = 0.85 \left(\frac{210}{4200} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(1.32)}{0.85(210)}} \right] = 0.0003 < \rho_{\min}$$

Por lo tanto, se tiene: $A_s = \rho b d = (0.0033)(100)(17.5) = 5.775 \text{ cm}^2$

Para varillas de 12 mm: $1 \text{ } \phi \text{ } 12 \text{ mm} \rightarrow A_s = 1.603 \text{ cm}^2$

Varillas de refuerzo: $\# = 5.775/1.603 \approx 4$

En conclusión, se asume por seguridad un refuerzo de $5 \text{ } \phi \text{ } 12 \text{ mm}$, dispuestas a una distancia de 17.50 cm cada una ($1 \text{ } \phi \text{ } 12 \text{ mm} @ 22 \text{ cm}$).

3.8 CONSIDERACIONES ADICIONALES

3.8.1 Especificación de Soldadura

La calidad de la soldadura es un punto importante que se debe cuidar debidamente cuando se construye con acero (Obviamente cuando se utilizan conexiones soldadas), como en el caso de las estructuras de cubiertas, coliseos, etc., (forma común de construir estas estructuras en nuestro país), por lo que una buena supervisión de los procesos de soldadura, tanto en taller como en obra, garantizan un correcto desempeño de la edificación.

La legislación ecuatoriana, en el capítulo NEC – SE – AC “Estructuras de Acero”, 2015, en la sección 7.3 se establece que las juntas soldadas se deberán diseñar conforme a las especificaciones

detalladas en la Sección J2 del AISC 360 – 10; adicionalmente, también se dice que los procesos de soldadura deberán cumplir con lo establecido por el AWS (American Welding Society).

Como criterio fundamental en el diseño de soldadura se dice que la soldadura debe poseer al menos la misma resistencia última a la tracción que el metal base y las demás barras que llegan a un mismo punto de soldadura, razón por lo cual, se puede decir que el tipo de electrodo que se debe emplear en aceros A36 es de la serie E60XX, debido a que este posee una resistencia a la tracción similar a la del acero A36,

Resistencia Última del electrodo E60XX:

$$60000 \text{ Lbs/plg}^2 = 4218 \text{ Kg/cm}^2$$

Cabe aclarar que los tipos de electrodos recomendados para un acero A36 son de la serie E60XX y E70XX; sin embargo, en este caso al tratarse de una estructura ligera formada con perfiles delgados bastará que las conexiones soldadas se realicen con un electrodo E60XX.

3.8.2 Pintura Anticorrosiva

Gran parte de los aceros comunes empleados en construcciones metálicas en general son susceptibles a la corrosión, por consiguiente, se debe disponer de un sistema de protección que mitigue el efecto corrosivo en estructuras de acero tanto interna como externamente de forma adecuada. “La corrosión se define como un deterioro progresivo del metal ya sea por acciones químicas o electroquímicas con el ambiente de exposición” (Vinnakota, 2006).

Dentro de los sistemas de protección comúnmente usados en nuestro medio constructivo está el recubrimiento con pintura anticorrosiva, cuyo propósito consiste en neutralizar el proceso de

corrosión en los aceros al interponer una barrera protectora frente a los agentes agresivos que provocan este efecto dañino (Aire, agua, humedad, concentraciones salinas, etc.).

3.8.2.1 Recomendaciones para el uso de pinturas anticorrosivas

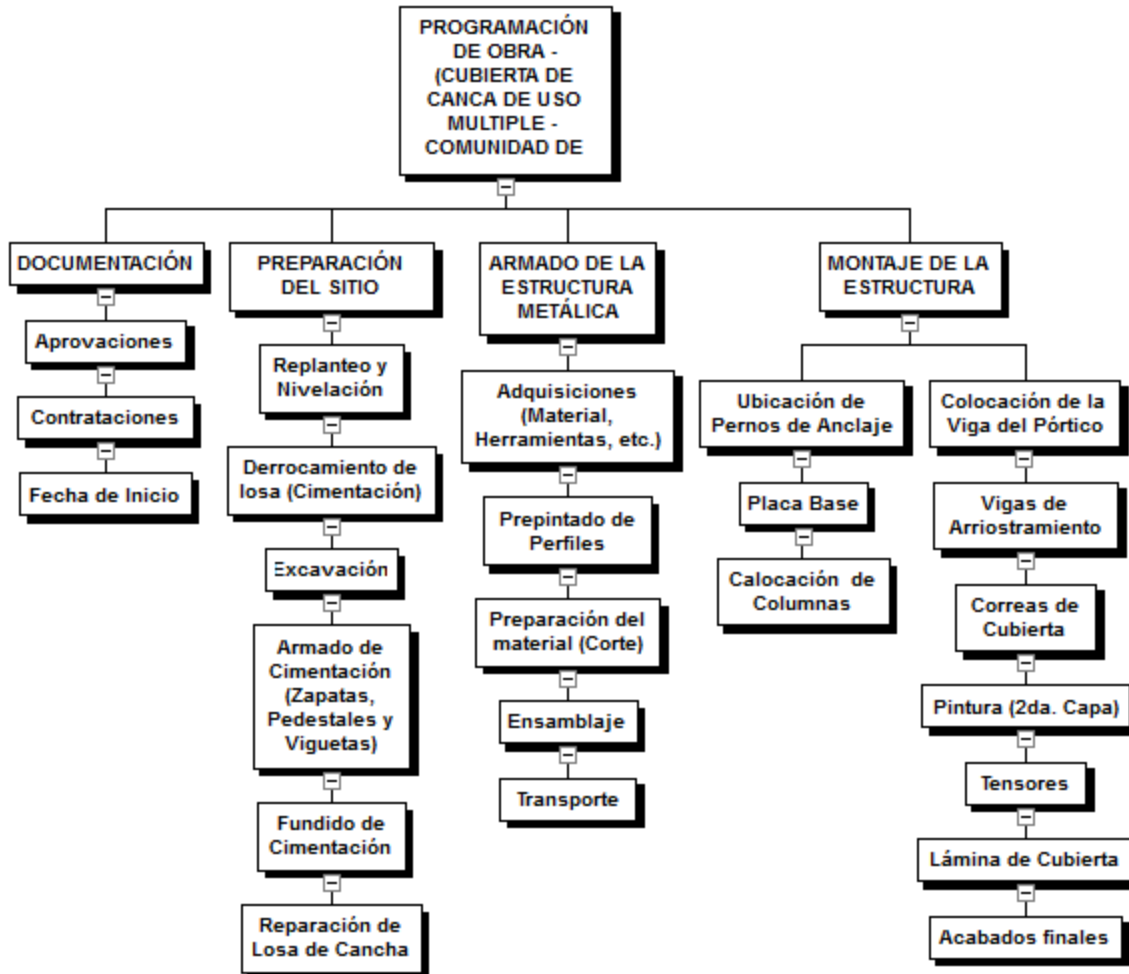
Según las especificaciones descritas en el código NTE INEN 1 015, estas pinturas se aplicarán directamente sobre la superficie de acero, particularmente en aquellas que deben exponerse al ambiente durante un periodo largo de tiempo (p. 1). Algunos de los criterios a tomar en cuenta para el uso de estas pinturas se describen a continuación.

- La preparación de las superficies a pintarse debe realizarse conforme a las especificaciones detalladas por el productor. Por lo general se debe eliminar toda presencia de óxidos, escaras, grasas o aceites residuales, entre otros.
- Se debe colocar al menos dos capas de esta pintura sobre el metal expuesto.
- Antes de colocar las capas siguientes de pintura, la primera capa debe secarse (En condiciones normales) durante un lapso mínimo de 24 horas.
- Se debe tomar las precauciones necesarias antes y durante la manipulación de estas pinturas debido a que son altamente tóxicas e inflamables.

3.9 PRESUPUESTO

El presupuesto referencial final (Según esta propuesta de diseño), consta básicamente de los recursos que se creen necesarios para la ejecución de la obra en proyección dentro de un cronograma de trabajo establecido, como se indica a continuación.

La planificación de actividades requeridas para alcanzar el objetivo propuesto se plantea como sigue:



Esquema 2: Programación de Ejecución de Obras

Con base a la planificación indicada se prevee que los recursos necesarios para llevar a cabo la ejecución de la obra proyectada comprende materiales, equipos, transporte, mano de obra y otros gastos menores (Imprevistos).

Los recursos humanos requeridos para la ejecución de la obra se estima de la siguiente manera:

- HITO 1: Preparación del Sitio

Tabla 7:

Recursos humanos para la primera etapa del proyecto

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	COSTO/HORA	DÍAS DE TRABAJO	COSTO TOTAL
Albañil	1	\$3.55	20	\$568.00
Ayudante de Albañilería	2	\$3.51	20	\$1,123.20
Inspector de Obra	1	\$3.94	20	\$630.40

Fuente: (Contraloría General del Estado)

- HITO 2: Armado de la Estructura Metálica

Tabla 8:

Recursos humanos para la segunda etapa del proyecto

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	COSTO/HORA	DÍAS DE TRABAJO	COSTO TOTAL
Técnico Electromecánico	2	\$3.55	45	\$2,556.00
Ayudante de Soldadura	2	\$3.51	45	\$2,527.20
Inspector de Obra	1	\$3.94	45	\$1,418.40

Fuente: (Contraloría General del Estado)

- HITO 3: Montaje de la Estructura, (Los mismos recursos humanos que en el Hito 3).

De igual forma, los recursos materiales correspondientes a equipos y herramientas se estiman tomando en cuenta los hitos 2, 3 y 4.

Tabla 9:
Recursos Materiales (Equipos y Herramientas)

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	COSTO/DÍA	DÍAS DE TRABAJO	COSTO TOTAL
Herramienta menor	GLOBAL	\$15.00	46	\$690.00
Máquinas de soldar	2	\$35.00	45	\$3,150.00
Electrodos E6011	GLOBAL	\$30.00	40	\$1,200.00
Máquinas de corte	2	\$30.00	30	\$1,800.00
Discos de corte	GLOBAL	\$20.00	30	\$600.00
Tomacorrientes	GLOBAL	\$15.00	45	\$675.00
Compresor	2	\$30.00	40	\$2,400.00
Retroexcavadora	1	\$30.00	2	\$60.00
Grúa	1	\$1,000.00	1	\$1,000.00
Andamios	20	\$10.00	20	\$200.00
Extras	GLOBAL	\$20.00	46	\$920.00

Fuente: (Elaboración propia mediante consultas)

Cantidades de Obra:

Tabla 10:
Cantidades de obra relacionados con la ejecución del proyecto

DESCRIPCIÓN	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	COSTO TOTAL
Replanteo y Nivelación	m2	500	\$0.20	\$100.00
Derrocamiento de piso (incluye loseta y piedra bola)	m2	28	\$15.52	\$434.56
Excavaciones de terreno normal 0-3 m	m3	20	\$9.55	\$191.00
Acero estructural f'y=2400 kg/cm2 (Perfilería)	Kg	8537.7	\$1.58	\$13,489.57
Acero de refuerzo fy"=4200 kg/cm2	Kg	1286.82	\$1.46	\$1,878.76
Refuerzo recubrimiento cubierta con platinas	ml	59.43	\$1.65	\$98.06
Hormigón simple f'c= 210 kg/cm2	m3	4	\$177.98	\$711.92
Hormigón simple f'c= 240 kg/cm2	m3	2	\$181.34	\$362.68
Suministro e inst. Cubierta Galvalumen e= 0.40 mm	m2	670	\$13.28	\$8,897.60
Cumbrero 0.40 mm	ml	37	\$5.54	\$204.98
Canales de agua lluvia	ml	222	\$13.55	\$3,008.10
Pintura esmalte para perfiles estructura metálica	m2	590	\$2.64	\$1,557.60
Suministro e instalación de luminarias	GLOBAL	-	\$1,200.00	\$1,200.00

Fuente: (Elaboración propia)

PRESUPUESTO FINAL DE LA OBRA: \$ 53.653.02 (Valor sin IVA)

3.9.1 Cronograma de Trabajo

Según previa planificación se ha llegado a estimar un tiempo aproximado en el cual la obra debe ser entregada en su totalidad, la cual se muestra a continuación:

Tabla 11:
Cronograma de actividades para del avance de la obra

CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES		RECURSOS (HUMANOS, EQUIPOS)	DURACIÓN (45 Días Lab.)		AVANCE POR SEMANAS									
Ítem	Descripción		Inicio	Final	N° Días	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Preparación del Sitio de Emplazamiento													
1.1	Replanteo y Nivelación	Residente de obra	Día 1	Día 1	1									
1.2	Derrocamiento de parte de losa de cancha	Maestro de obra	Día 2	Día 5	4									
1.3	Excavación de suelo a mano	Ayudantes de Alb. (2)	Día 4	Día 13	10									
1.4	Armado de acero de refuerzo de cimentación (Zapatas, pedestales y vigas de amarre)	Retroexcavadora con martillo hidráulico	Día 11	Día 14	4									
1.5	Fundición (Hormigonado de la cimentación)	Herramienta menor	Día 15	Día 16	2									
1.6	Reparación de la losa de cancha demolida	Extras	Día 17	Día 20	4									
2	Armado de la Estructura Metálica													
2.1	Adquisiciones de materiales, herramientas, etc.	Residente de obra	Día 2	Día 4	3									
2.2	Prepintado de perfiles estructurales	Maestro soldador (2)	Día 3	Día 12	10									
2.3	Preparación del material (Corte)	Ayudante de sold.(2)	Día 4	Día 23	20									
2.4	Ensamblaje de los miembros de los pórticos de la estructura	Soldadoras, Máquinas de corte,	Día 6	Día 30	25									
2.5	Transporte desde el taller hasta el sitio	Comprensor, Utencillos, Extras	Día 21	Día 24	4									
3	Montaje de la Estructura Metálica													
3.1	Ubicación de pernos de anclaje y placa base	Residente de obra	Día 12	Día 13	2									
3.2	Colocación de columnas de la estructura	Maestro soldador (2)	Día 21	Día 22	2									
3.3	Colocación de la vigas de los pórticos	Ayudante de sold.(2)	Día 23	Día 32	10									
3.4	Colocación de las vigas de arriostramiento	Soldadoras	Día 28	Día 31	3									
3.5	Armado y colocación de correas de cubierta	Comprensor	Día 33	Día 37	5									
3.6	Colocación de pintura "Segunda mano"	Utencillos: (Electrodos, Tomacorrientes, etc.)	Día 30	Día 40	10									
3.7	Colocación de Tensores	Grúa	Día 38	Día 38	1									
3.8	Colocación de lámina de cubierta	Extras	Día 39	Día 43	5									
3.9	Acabados Finales (Cubrero, canales de lluvia, instalaciones eléctricas)		Día 44	Día 45	3									

Fuente: (Elaboración propia)

CAPÍTULO IV: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 CONCLUSIONES

- A pesar de que en este caso, las condiciones de cargas externas sobre la estructura son un tanto elevadas debido a ciertas consideraciones particulares que varían según la ubicación geográfica del sitio de emplazamiento; como por ejemplo, se descarta la reducción de la carga viva debido a que el lugar se encuentra por sobre los 1500 msnm (Según establece la NEC 2015), sin embargo, el factor predominante en el diseño de la estructura ha sido la acción dinámica del viento ya que en el lugar se registran fuertes ventarrones con direcciones variables, según ciertas épocas del año; razón por lo cual, se han tomado algunas consideraciones para garantizar la estabilidad y el correcto desempeño de la estructura.
- Según el estudio geológico realizado en el sitio de emplazamiento se determinó que el estrato de suelo presente en el sitio posee excelentes características físico – mecánicas como suelo de cimentación, con una capacidad de carga muy alta, presentando también probabilidades muy bajas de asentamientos. Este tipo de suelo – clasificado como Gravas y Arenas bien graduadas – posee también excelentes características de drenaje y cuya capacidad de carga es poco probable que se modifique por posibles cambios de humedad.
- El procedimiento para modelar y diseñar un pórtico de tipo armadura detallado en este trabajo consiste en un análisis estático de fuerzas equivalentes, donde las acciones dinámicas del viento o sismo son transformadas a cargas estáticas para ser aplicadas de manera puntual sobre la estructura y cuyos resultados son bastante conservadores por lo que dicho procedimiento se puede aplicar con toda seguridad para calcular y diseñar estructuras similares.

- La norma ecuatoriana NEC 2015 toma como principio de diseño la metodología LRFD (Diseño por Factores de Carga y Resistencia), cuya base teórica se relaciona exclusivamente con la seguridad y su capacidad de respuesta frente a cualquier combinación de carga a la que se vea expuesta la estructura durante su vida útil para de esta forma lograr evitar cualquier posibilidad de falla estructural como el pandeo, fatiga, fractura o la fluencia excesiva de cada elemento.
- Es necesario aclarar que cuando se diseña estructuras empleando perfiles de acero de lámina delgada doblados en frío se debe tener presente que existen ciertos parámetros de diseño (Correspondientes a este tipo de perfiles) que son esenciales y cuyas especificaciones no se detallan en el capítulo NEC – SE – AC “Estructuras de Acero” de nuestra norma; razón por la cual es necesario consultar bibliografías o normativas extranjeras que traten sobre este tema. Como alternativa a nuestra norma NEC 2015 se puede consultar el manual del AISI en el cual se detallan criterios para evaluar posibles fallas del elemento por pandeo local, pandeo torsional, o flexo – torsión a las cuales son propensos este tipo de perfiles de acero; de igual forma, el cálculo de secciones efectivas de los perfiles doblados en frío es tema de consideración especial y cuyas especificaciones se detallan en el manual del AISI.

4.2 RECOMENDACIONES

- Seguir las especificaciones técnicas detalladas en este trabajo garantizará que la ejecución de la obra en proyección se realice de manera segura y eficaz.
- Es necesario realizar control riguroso en la calidad de la soldadura realizada en campo y en taller ya que una soldadura deficiente puede generar concentraciones de esfuerzos residuales o debilitamientos de secciones en los elementos que conforman la estructura.
- Verificar que la conexión columna – cimentación sea lo suficientemente segura y estable para evitar un posible colapso de la estructura debido a movimientos bruscos de la misma a causa de los ventarrones fuertes que son muy comunes en la zona.
- Establecer un programa destinado a dar un mantenimiento periódico a la estructura garantizará que esta perdure en el tiempo y cumpla con su función sin presentar daños estructurales futuros.
- El presupuesto final de la obra, descrita en este trabajo, ha sido realizado con base a información proporcionada por la Municipalidad del Cantón Cañar y de la base de datos de la Contraloría General del Estado tomando en cuenta los recursos que se cree, son necesarios para llevar a cabo la ejecución de la obra, sin embargo, la administración de la Junta Parroquial y la Dirigencia Comunitaria pueden modificarla o actualizarla siempre y cuando no se alteren los valores de Cantidades de Obra detalladas en la tabla 10.

4.3 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1 American Institute of Steel Construction, (2016), *Especificación de Estructuras de Acero*, Cod, ANSI/AISC 360 - 16, An American National Standard.
- 2 Braja M. Das, (2012), *Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones* (Séptima Edición). México: Cengage Learning Editores, S. A.
- 3 Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015): *Estructuras de Acero*, Norma Ecuatoriana de la Construcción, Código NEC - SE - AC. Quito, Ecuador.
- 4 Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015): *Cargas No Sísmicas*, Norma Ecuatoriana de la Construcción, Código NEC - SE - CG. Quito, Ecuador.
- 5 Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015): *Peligro Sísmico, Diseño Sísmico Resistente*, Norma Ecuatoriana de la Construcción, Código NEC - SE - DS. Quito, Ecuador.
- 6 Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015): *Geotécnica y Cimentaciones*, Norma Ecuatoriana de la Construcción, Código NEC - SE - GC. Quito, Ecuador.
- 7 Nelson, James K. & McCormac, Jack C.,(2006), *Análisis de Estructuras* (Tercera Edición). México: Alfaomega Grupo Editor, S. A.
- 8 Pinguil Álvarez, Marcos Adrián, (2017), *Propuesta de Diseño de una Estructura Metálica para la Cubierta de la Cancha de Uso Múltiple del Sector de Cutuguy de la Parroquia Ventura del Cantón Cañar*, (Tesis de pregrado). Universidad Católica de Cuenca Sede Azogues, Azogues - Ecuador.
- 9 T. Segui, William. (2013). *Diseño de Estructura de Acero con LRFD* (5da. Edición). México: Internacional Thomson Editores.
- 10 Vinnakota, Sriramulu. (2012). *Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD*. México: McGraw - Hill Interamericana.

4.4 ANEXOS

ANEXO A: COEFICIENTES DE CORRECCIÓN (σ) PARA EL CÁLCULO DE LA PRESIÓN DEL VIENTO

Altura (m)	Sin Obstrucción (Categoría A)	Obstrucción Baja (Categoría B)	Zona Edificada (Categoría C)
5	0.91	0.86	0.80
10	1.00	0.90	0.80
20	1.06	0.97	0.88
40	1.14	1.03	0.96
80	1.21	1.14	1.06
150	1.28	1.22	1.15

Fuente: NEC – SE – CG “Cargas no Sísmicas”

ANEXO B: COEFICIENTE DE ENTORNO/ALTURA (C_e) PARA EL CÁLCULO DE LA PRESIÓN DEL VIENTO

Entorno de la Estructura	Altura Sobre el Nivel del Suelo (m)					
	3	5	10	20	30	50
Centro de Grandes Ciudades	1.63	1.63	1.63	1.63	1.68	2.15
Zonas Urbanas	1.63	1.63	1.63	1.96	2.32	2.82
Zonas Rurales	1.63	1.63	1.89	2.42	2.75	3.20
Terreno Abierto sin Obstrucción	1.64	1.93	2.35	2.81	3.09	3.47

Fuente: Tesis de Marcos A. Pinguil Álvarez (UCACUE)

ANEXO C: COEFICIENTES DE FORMA (C_f) PARA EL CÁLCULO DE LA PRESIÓN DEL VIENTO EN CUBIERTAS

CONSTRUCCIÓN	Barlovento	Sotavento
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo que no exceda los 45°	+0.8	-0.5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0.3 a 0	-0.6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0.3 a +0.7	-0.6
Superficies inclinadas entre 60° y 90°	+0.8	-0.6

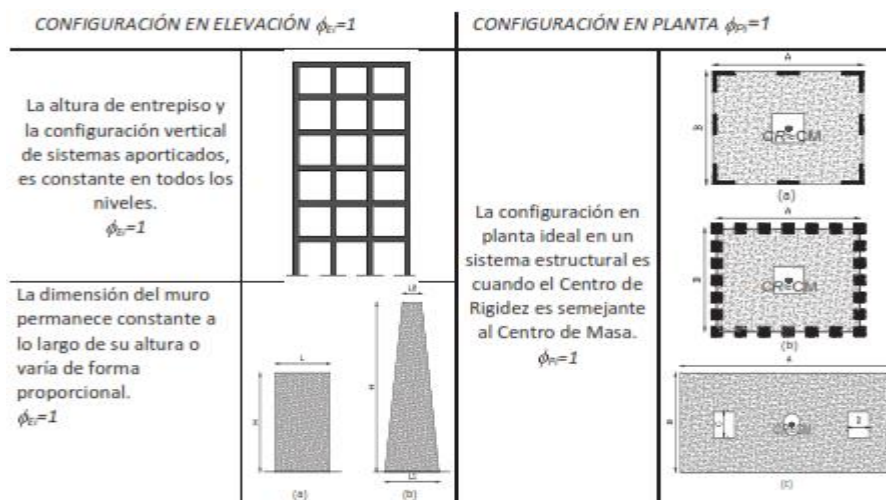
Fuente: NEC – SE – CG “Cargas no Sísmicas”

ANEXO D: COEFICIENTES DE IMPORTANCIA

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones Esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Fuente: NEC – SE – DS “Peligro Sísmico”

ANEXO E: COEFICIENTES DE REGULARIDAD EN PLANTA Y ELEVACIÓN



Fuente: NEC – SE – DS “Peligro Sísmico”

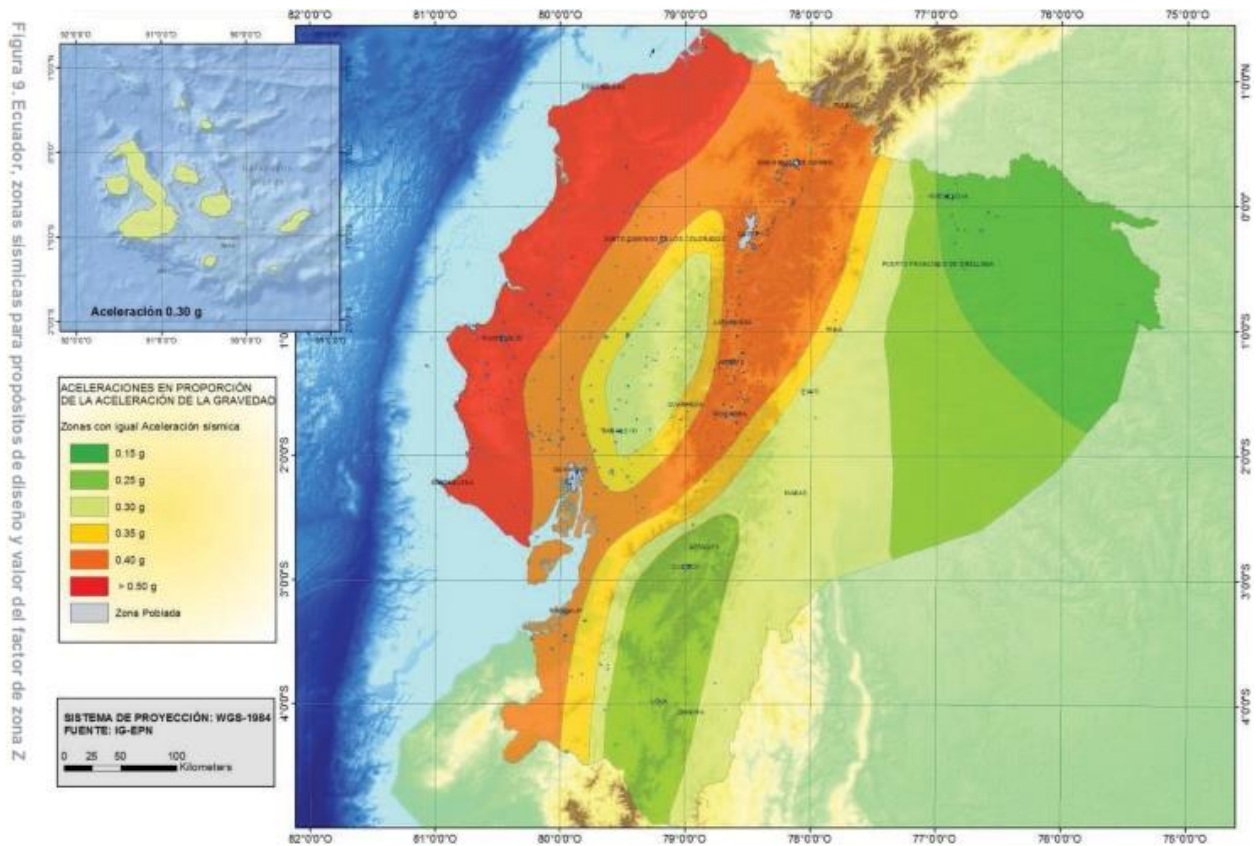
NOTA: En el caso del presente trabajo, la estructura planteada posee una configuración regular tanto en planta como en elevación, por lo que dichos coeficientes son igual a la unidad, para valores correspondientes a estructuras irregulares refiérase a la sección 5.2 del capítulo NEC – SE – DS de la norma ecuatoriana.

ANEXO F: COEFICIENTE DE REDUCCIÓN SÍSMICA PARA ESTRUCTURAS DE ACERO DOBLADOS EN FRÍO

Sistemas Estructurales Ductilidad Limitada	R
Muros Estructurales Portantes	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM con armadura electrosoldada de alta resistencia	2.5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.5
Pórticos Resistentes a Momentos	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Fuente: NEC – SE – DS “Peligro Sísmico”

ANEXO G: MAPA DE RIESGO SÍSMICO Y FACTOR (Z) SEGÚN ZONA DE RIESGO SÍSMICO



Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del Peligro Sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Fuente: NEC – SE – DS “Peligro Sísmico”

ANEXO H: CLASIFICACIÓN DE PERFILES DE SUELO

Tipo de Perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ Kpa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ KPa} > S_u \geq 50 \text{ KPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$
		$w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ Kpa}$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.	
Vs:	Velocidad de onda cortante promedio del suelo que sobreyace al semi espacio	
N:	Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo	
Su:	Resistencia al corte no drenado	
IP:	Índice de Plasticidad. Se obtiene cumpliendo la norma ASTM D 4318	
w:	Contenido de agua en porcentaje (en la clasificación de los estratos de arcilla se determina por medio de la norma ASTM D 2166)	
H:	Espesor total de los estratos de suelos cohesivos (m)	

Fuente: NEC – SE – DS “Peligro Sísmico”

ANEXO I: COEFICIENTES DE PERFIL DE SUELO F_a , F_d Y F_s

Tipo de Suelo y Factor de Sitio (F_a)

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z				
	I	II	IV	V	VI
	0.15	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1.0	1
C	1.4	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4				

Fuente: NEC – SE – DS “Peligro Sísmico”

Tipo de Suelo y Factor de Sitio (F_d)

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z				
	I	II	IV	V	VI
	0.15	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1
C	1.36	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4				

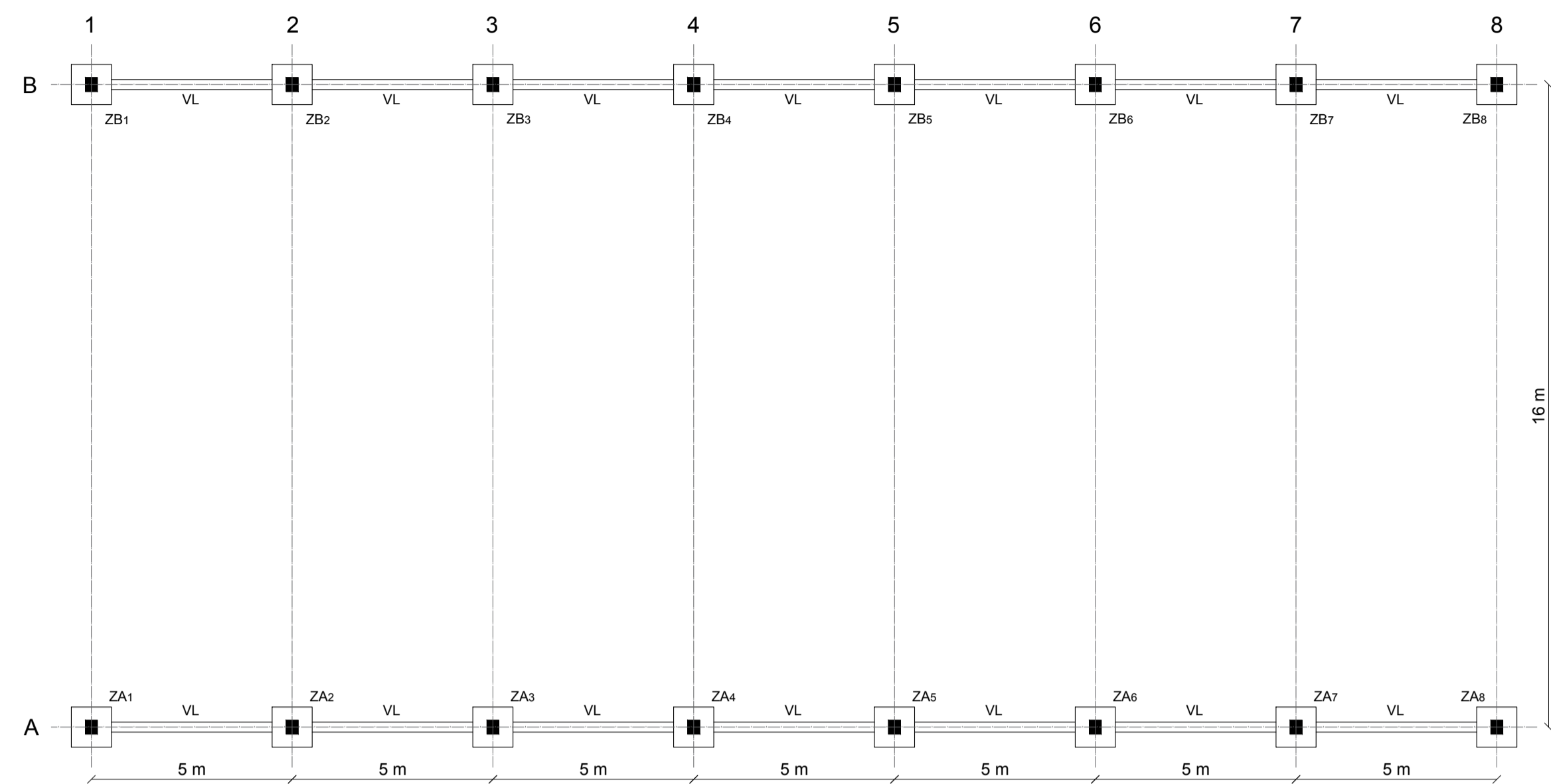
Fuente: NEC – SE – DS “Peligro Sísmico”

Tipo de Suelo y Factor de Sitio (F_s)

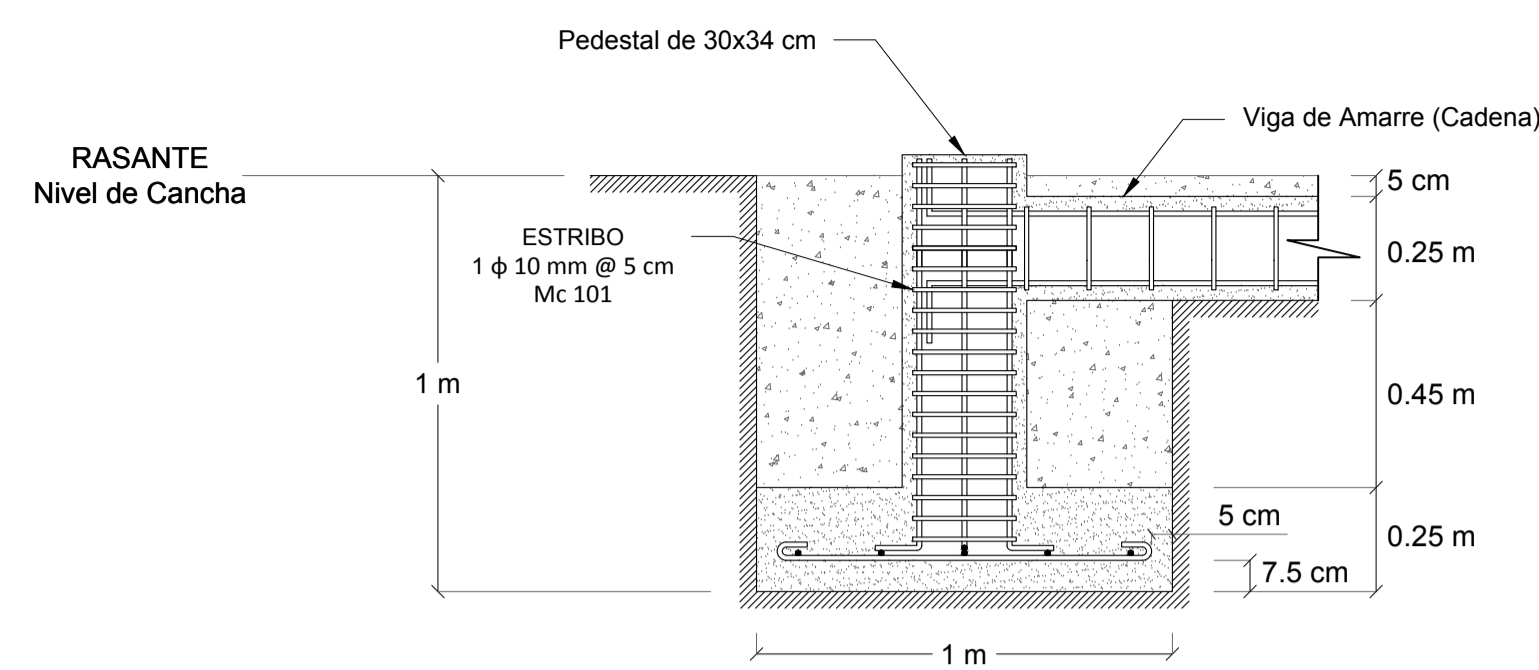
Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z				
	I	II	IV	V	VI
	0.15	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4				

Fuente: NEC – SE – DS “Peligro Sísmico”

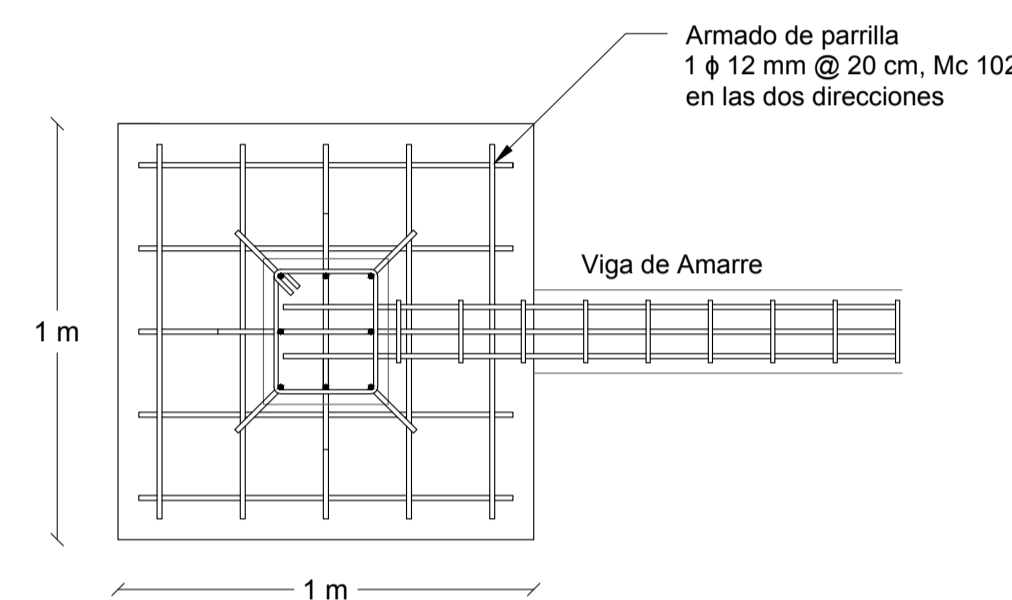
ANEXO J: PLANOS ESTRUCTURALES



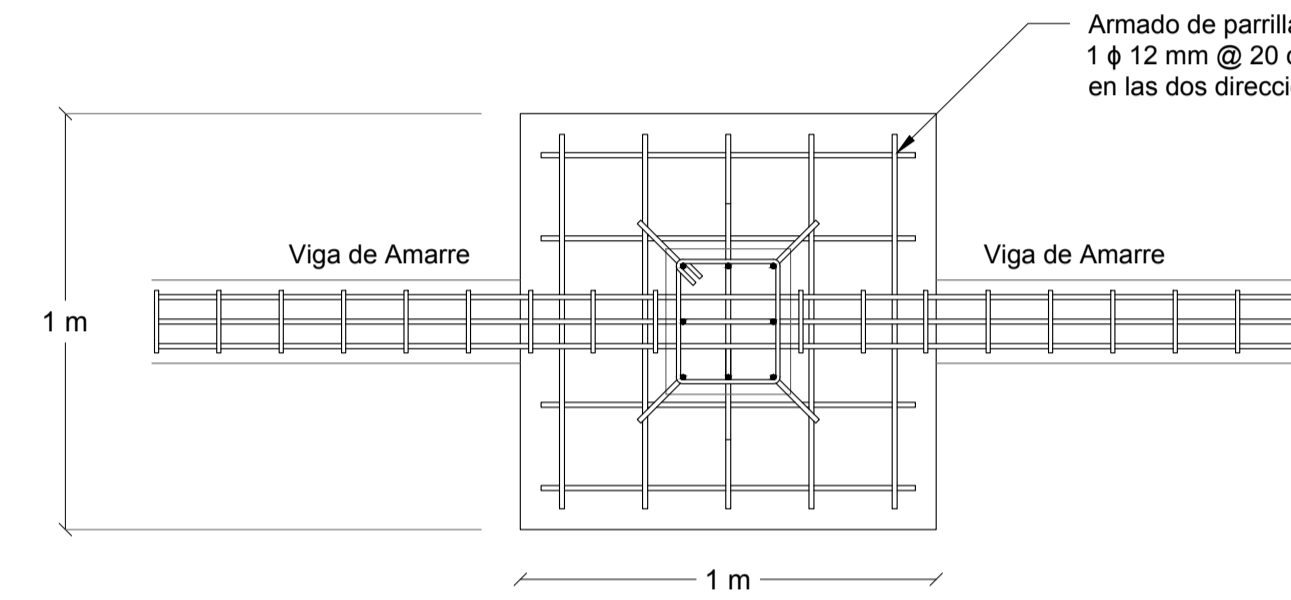
PLANTA DE CIMENTACIÓN
Escala ___ 1:125



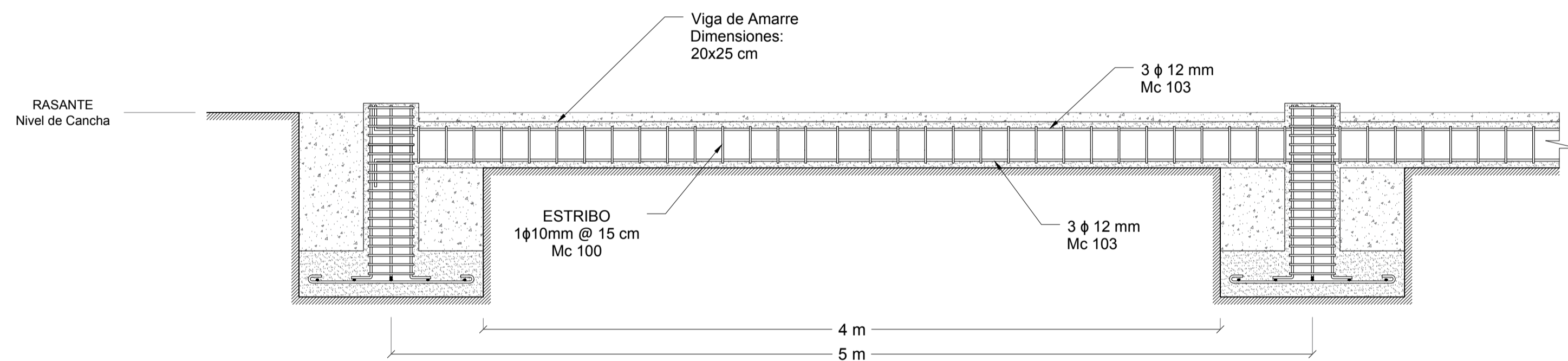
ZAPATA DE ESQUINA (A1, A8, B1 y B8)
CORTE TRANSVERSAL
Escala ___ 1:18



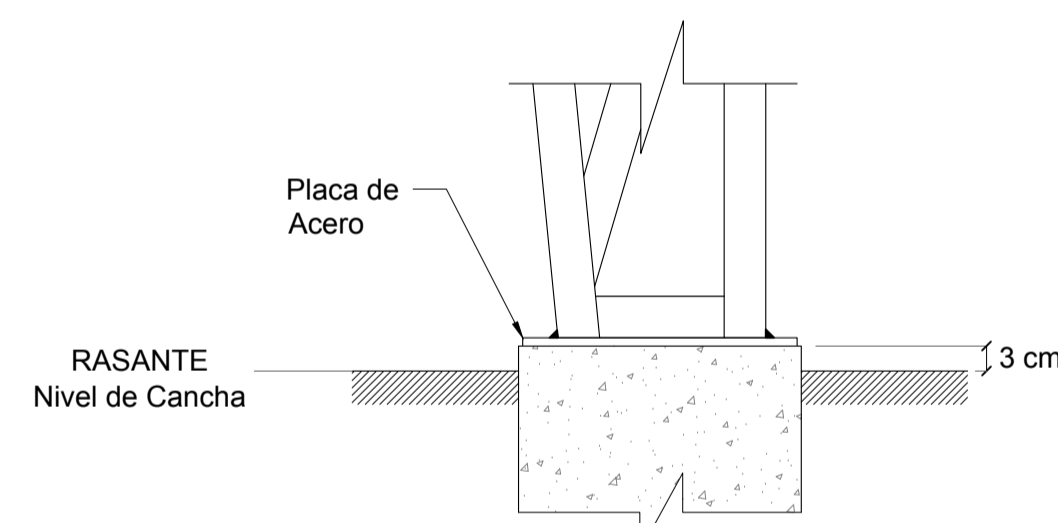
ZAPATA DE ESQUINA (A1, A8, B1 y B8)
VISTA EN PLANTA
Escala ___ 1:18



ZAPATA CENTRAL (A2 - A7, B2 - B7)
VISTA EN PLANTA
Escala ___ 1:18



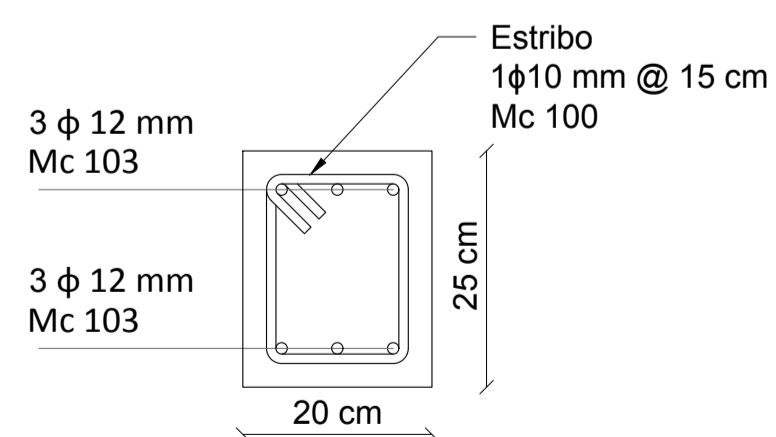
DETALLES DE VIGA DE AMARRE LONGITUDINAL (VL)
Escala ___ 1:22



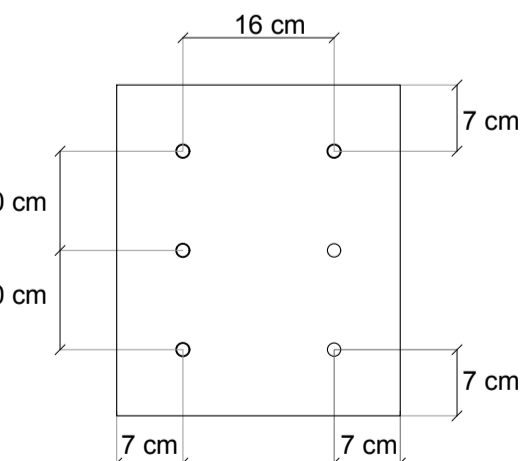
CONEXIÓN
COLUMNA - CIMENTACIÓN
Escala ___ 1:11

NOTA:
Para evitar el contacto directo de la base de la columna, placa base y pernos de anclaje con las aguas lluvia, es recomendable mantener un cierto desfase del pedestal con respecto a la rasante para evitar posibles daños por efectos de corrosión.

NOTA:
Esta sección de viga corresponde a las Vigas Longitudinales (VL) empleadas para conectar las cimentaciones en cada eje.



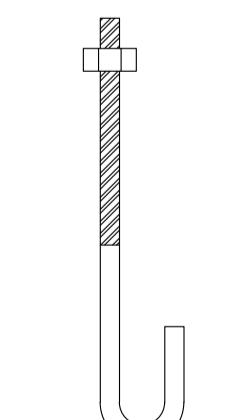
DETALLES DE VIGA DE AMARRE
Escala ___ 1:8



Pedestal en los ejes A y B

DETALLES DE UBICACIÓN DE ANCLAJES EMBEBIDOS EN LOS PEDESTALES DE CONCRETO ARMADO.

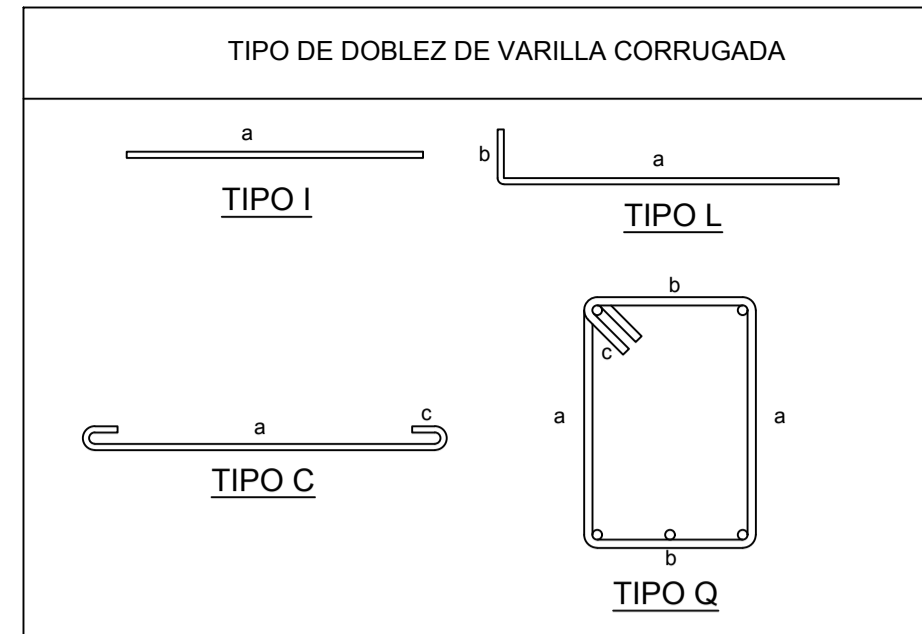
Escala ___ 1:8



PERNO DE ANCLAJE
Acero A325
Diámetro = 1/2" (12.7 mm)
Longitud = 12" (305 mm)

NOTA: Los pernos de anclaje deberán ser colocados en el pedestal antes del colado del concreto.

Escala ___ 1:5



PLANILLA DE HIERROS - VARILLAS CORRUGADAS

Mc	TIPO	φ mm	#	DIMENSIONES (m)			LONGITUD DE CORTE	LONGITUD TOTAL
				a	b	c		
100	Q	10	448	0.20	0.15	0.05	0.82	367.36
101	Q	10	304	0.30	0.25	0.05	1.22	370.88
102	C	12	132	1.00	-	0.048	1.10	144.672
103	I	12	36	12	-	-	12.00	432
104	L	12	96	0.91	0.144	-	1.05	101.184

RESUMEN	φ 10 mm	φ 12 mm
LONGITUD TOTAL (m)	738.24	677.856
NÚMERO DE BARILLAS (12 m)	62	53
PESO (Kg/12m)	7.404	10.656
TOTAL	459.048	564.768

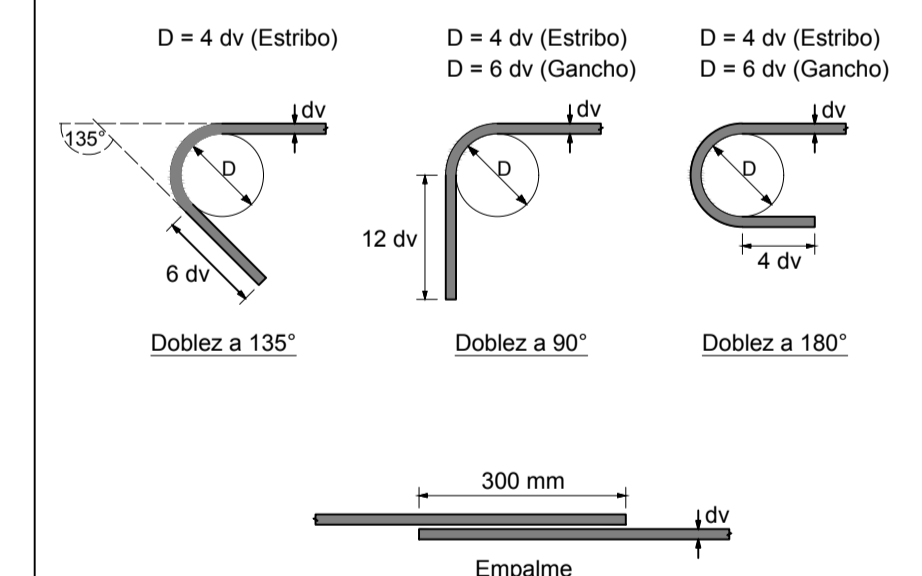
PESO TOTAL	1023.82	Kg
Placa Base	Peso = 66	Kg

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

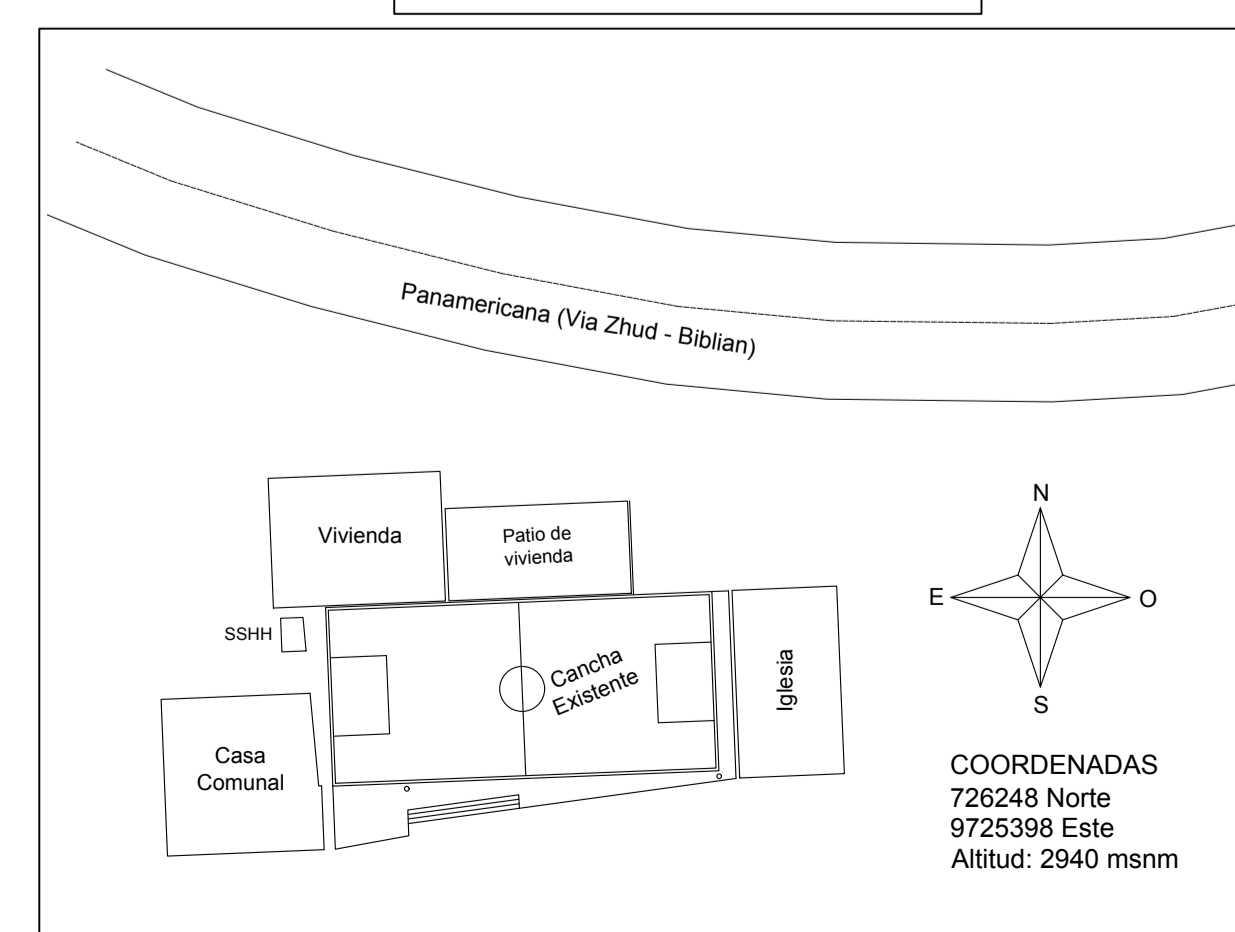
- Hormigón simple en vigas y pedestales
f_c = 210 kg/cm²
- Hormigón simple para reparar losa de cancha
f_c = 240 kg/cm²
- Acero corrugado para refuerzo de vigas de amarre y pedestales de columnas
f_y = 4200 kg/cm²
- Recubrimientos de acero de refuerzo en Vigas y Pedestales, 1 pulgada (2.54 cm)
- Recubrimientos de acero de refuerzo en zapatas (Parrilla), medido desde el suelo de fundación, 7.50 cm.

D: Diámetro del Doble

dv: Diámetro de la varillada de refuerzo



SITIO DE EMPLAZAMIENTO DEL PROYECTO

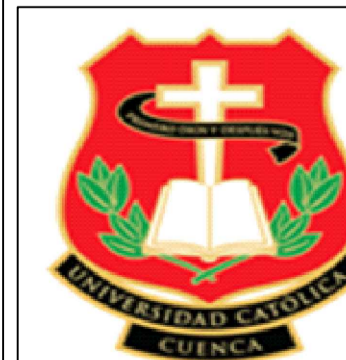


PROYECTO: CUBIERTA METÁLICA DE LA CANCHA DE USO MÚLTIPLE DE YACULOMA

UBICACIÓN: YACULOMA - PARROQUIA JUNCAL

ESCALA: INDICADAS

REVISIÓN: ING. XAVIER NIETO



APROBACIÓN

CONTIENE: DETALLES DE CIMENTACIÓN
DETALLES DE ZAPATAS
PLANILLA DE HIERROS

FECHA: 05 - 03 - 2018

LAMINA: 1/2

